



جامعة بجاية
Tasdawit n Bgayet
Université de Béjaïa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA de Bejaia

Faculté de Technologie

Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil
Option : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+09+Sous-sol) à usage
d'habitation , service et parking contreventé par un
Système Mixte (Voiles - Portiques en béton armé)**

Présenté par :

M^r Brabez Farouk

Promoteurs :

M^m Souidi

Membres de jury:

M^r Oudni

M^{me} Boussaa

Promotion 2020 – 2021

Remerciement

Je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de Mm Souidi Fatiha, je la remercie chaleureusement et vivement pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant ma préparation de ce mémoire.

Mes remerciements aussi s'adressent à mes parents et ma famille, mes amis pour leurs aides que ça soit moral ou bien pratique pour leurs encouragements et leurs soutiens.

Mes remerciements aussi s'adressent également à tous nos professeurs du Génie Civil qui ont contribué à ma formation qui ont pu nous faire passé le message et pour leurs générosités et la grande patience dont ils ont su faire preuve malgré leurs charges professionnelles et académique.

Mes derniers remerciements vont à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour l'aboutissement de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce projet a :

A mon chère père décédé, qu'Allah le recueille dans vaste paradis.

A ma chère Maman, qui m'a toujours soutenu avec ses prières, A ma sœur, A mes Frères.

A mes amis Khereddine Walid et Sandakli Mustapha, Radji Yacine, Ait Meddour Sofiane , Saci Azzedine, Bengana Ahmed, Ouatah Yacine, Mechnene Salem, Annouche Mokran, Boudries Sarah, benidir kamila ,bouras nihad ,abdelkrim celya, Moussi Nawel, Abbas melissa, , Benabbas Habiba Takka cylvia

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : généralités

I.1 Introduction.....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Implantation de l'ouvrage.....	1
I.4 Données géotechnique du site.....	1
I.5 Les caractéristiques de la structure.....	1
I.6 Réglementation utilisé.....	3
I.7 Méthodes de calcul.....	3
I.7.1 Etats limites ultime [ELU]	3
I.7.2 Etats limites de service [ELS]	3
I.8 Hypothèses de calcul.....	4
I.8.1 ELU : CBA 93{Article A.4.3.2}.....	4
I.8.2 ELS : BAEL 91{Article IV.1}.....	5
I.9 Caractéristiques des matériaux utilisés	5
I.9.1 Béton	5
I.9.2 Acier.....	7
I.10 Actions.....	8
I.10.1 Actions permanentes (G)	8
I.10.2 Actions variables (Q_i)	9
I.10.3 Actions accidentelles (F_A)	9
I.11 Les sollicitations	9
I.12 Combinaisons d'actions.....	9
I.13 CONCLUSION.....	11

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	12
II.2. Pré dimensionnement et des éléments secondaires.....	12
II.2.1. Les planchers	12
II.2.1.1. Les planchers à corps creux	12
II.2.2. Les planchers en dalles pleines	15
II.2.3. Les escaliers	16
II.3.Elément principaux.....	20
II.3.1.Les poutres.....	21
II.3.2.Les voiles.....	21
II.3.3Les poteaux	21
II.4.descente de charge	24
II.5 Les vérifications nécessaires.....	27

Chapitre III : étude des éléments secondaire

III.1.Calcul des planchers	31
III.1.1.Introduction	31
III.1.2.Etude des poutrelles.....	31
III.1.3.Ferraillage des poutrelles.....	36
III.1.4. Vérification de ELU et ELS.....	38
III.1.5.Vérification de la flèche.....	39
III.2. Dalles pleines.....	42
III.2.1.Introduction.....	42
III.2.2.Evaluation des charges.....	43
III.2.3.Calcul des sollicitations.....	43
III.2.4.Ferraillage.....	44
III.2.5.LES Vérifications.....	44
III.2.6.Vérification des Flèches.....	45

III.3.Etudes des escaliers.....	48
III.3.2 Moments et efforts tranchants	49
III.3.3. Calcul du ferrailage	50
III.3.3.4. Calcul des Armatures de Réparations.....	50
III.3.3.5.Vérification à l'ELU et à l'ELS.....	51
III.3.3.6. Vérification de l'état limite de déformation.....	52
III.3.3.7.Calcul des Armatures de Réparations type 2.....	54
III.3.4.Etude de la poutre palière.....	55
III.3.4.1 Dimensionnement [1]	55
III.3.4.2 Les sollicitations de la poutre palière.....	55
III.3.4.3 Calcul de la section d'armature a la flexion simple.....	55
III.3.4.4 Vérification à l'ELU.....	56
III.3.4.5 Vérifications à L'ELS.....	56
III.3.5. Calcul du moment de torsion.....	58
III.3.5.1. Armature longitudinales.....	58
III.4. Etude De L'acrotère.....	59

Chapitre IV : Etude Dynamique

Introduction	65
IV. Méthodes de Calcul.....	66
IV.1. Méthode statique équivalente.....	66
IV.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	66
IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes (voiles- portiques) avec justification de l'interaction.....	70
IV.4 Modélisation et résultats.....	71
IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement.....	71

IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit.....	75
IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques.....	76
IV.4.4 Justification vis à vis des déplacements.....	76
IV.4.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]	77
IV.5 CONCLUSION.....	79

Chapitre V : étude des éléments principaux

Introduction.....	80
V.1.Etude des poteaux	80
V.2.1.Les recommandations du RPA 99/2003.....	80
V.2.1.1.Les armatures longitudinales [1]	81
V.2.1.2.Les armatures transversales.....	82
V.2.2 Sollicitations de calcul.....	83
V.2.3 Calcul du ferrailage.....	83
V.2.3.1 Ferrailage longitudinal.....	83
V.2.3.2 Ferrailage transversal.....	86
V.2.4 Vérifications.....	88
V.2.5 : Schéma de ferrailage.....	92
V.3. Etude des poutres.....	93
V.3.1 Introduction.....	93
V.3.2. Ferrailage.....	93
V.3.3. Calcul du ferrailage.....	94
V.3.3.1 Sollicitations de calculs.....	95
V.3.4. Vérification des armatures selon le RPA 99.....	96
V.3.4.1 Les armatures transversales.....	96
V.3.4.2.Calcul des espacements des armatures transversales.....	96

V.3.4.5 Les longueurs de recouvrement.....	97
V.3.4.6 Vérification des sections armatures transversales.....	98
V.3.5. Vérifications.....	98
V.3.5.1 Vérification des contraintes tangentielles.....	98
V.3.5.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	99
V.3.5.3Etat limite de déformation	99
V.3.6. Vérification à L'ELS.....	99
V.3.6.1.Etat limite de compressions du béton.....	99
V.3.6.2Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)	99
V.3.7. Schéma de ferrailage.....	100
V.4 Vérification des zones nodales.....	101
V.4.1 Détermination des moments résistants.....	102
V.4.1.1 Détermination des moments résistants dans les Poteaux	102
V.4.1.2Détermination des moments résistants dans les Poutres.....	103
V.4.1.3 Vérification des zones nodales.....	103
Conclusion.....	104
V.5 Etude des Voiles.....	104
V.5.1. Introduction.....	104
V.5.2 Recommandation du RPA.....	105
V.5.3. Ferrailage des voiles.....	106
V.5.5 Schéma de ferrailage.....	112
Conclusion.....	113

Chapitre. VI : étude de l'infrastructure

Introduction	114
VI.2. Etude des fondations.....	114
VI.2.1. Les différents types de fondation.....	114
VI.2.2. Choix du type des fondations.....	114
VI.2.3. Capacité portante du sol d'assise.....	114
VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles.....	115
VI.2.4.1. semelles isolées.....	115
VI.2.4.2. Vérification des semelles filantes.....	116
VI.2.4.3. Radier général nervuré.....	116
I. Pré dimensionnement.....	116
III. Ferrailage du radier.....	119
VI.2.4.4. Ferrailage des nervures	122
VI.3. Voiles périphériques	126
Introduction.....	126
Ferrailage de voile périphérique.....	127

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1 : Limite d'élasticité F_e en fonction du type d'acier.....	7
--	---

Chapitre II

Tableau II.1 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	22
Tableau II.2 Evaluation des charges et surcharges.....	22
Tableau II.3. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux.....	23
Tableau II.4. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.....	23
Tableau II.5 Évaluation des charges sur la volée étage courant.....	23
Tableau II.6 Évaluation des charges sur les paliers.....	24
Tableau II.7 Évaluation des charges des les murs extérieurs.....	24
Tableau II.9. Résultats de la descente de charge du poteau (A1).....	26
Tableau II.10 Vérification à la compression simple de poteaux de tous les niveaux.....	28
Tableau II. 11 Vérification des poteaux au flambement	29

Chapitre III.

Tableau III.2. Sollicitations max des poutrelles de tous les étages.....	35
Tableau III.3. Ferrailage des poutrelles de tous les étages	36
Tableau III.4.Calcul du la flèche dans les des déferents type des poutrelles	40
Tableau III.5 Calcul du la flèche dans les des déferents type dalles pleines.....	46
Tableau III.6. Le calcul du la flèche dans les déferents types dalles pleines	47
Tableau III.7. Sollicitations des dalles pleines.....	47
Tableau III.8 calcul du ferrailage à l'ELU dans les déferents types	47
Tableau III.9Vérification de l'effort tranchant et des contraintes.....	47
Tableau III.10 Vérification de la flèche.....	48
Tableau III.11: Résumé des résultats de ferrailage.....	50
Tableau III.12 Résumé des résultats de ferrailage.....	53
Tableau III.13. Calcul des armatures principales.....	55
Tableau III.14. Résultats de calcul des contraintes de béton.....	56
Tableau III.15 Calcul des armatures principales.....	57
Tableau III.16 Vérification à l'ELU l'effort tranchant.....	57
Tableau III.17 Vérification des contraintes a L'ELS.....	57
Tableau III.18. Différentes combinaisons à utiliser.....	60

Chapitre IV

Tableau IV .1.Valeurs des pénalités Pq	68
Tableau IV.2.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	72
Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales.....	74

Liste des tableaux

Tableau IV.4.Vérification sous charges horizontales dans le sens X-X.....	74
Tableau IV.5.Vérification sous charges horizontales dans le sens Y-Y.....	75
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	75
Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	76
Tableau IV.8.Vérification des déplacements dans le sens X-X.....	76
Tableau IV.9.Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.....	77
Tableau (IV-10). Vérification des effets P- Δ	78

Chapitre V

Tableaux V.1 armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions.....	81
Tableau V.2 .Sollicitations dans les poteaux.....	83
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.....	85
Tableau V.4. : Les Armatures transversales dans les poteaux.....	87
Tableau V.5. : Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum.....	89
Tableau V. 6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	90
Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles.....	91
Tableau V.8: les sollicitations les plus défavorables.....	95
Tableau V.9.Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	95
Tableau V.10: Vérification des contraintes tangentielles.....	98
Tableau V.11: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	98
Tableau V.12: Vérification de l'état limite de compression.....	99
Tableau V.13: les moments résistant dans les poteaux.....	102
Tableau V.14 : les moments résistant dans les poutres.....	103
Tableau V.15 : Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	103
Tableau V.16: les sollicitations les plus défavorables $V_{x1}=2,50m$	109
Tableau V.17: les sollicitations les plus défavorables $V_{y1} = 2,00m$	109
Tableau V.18 : Ferrailage du voile V_{x1}	110
Tableau V.19 : Ferrailage du voile V_{y1}	111

Chapitre VI

Tableau VI.1 : Ferrailage du radier.....	121
Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du béton et l'acier.....	121
Tableau VI.3 les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	121
Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.....	123

Liste des tableaux

Tableau VI.6 Sollicitations à l'ELS.....	124
Tableau VI.7 Résumé des résultats du ferrailage des nervures.....	124
Tableau VI.8 Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	125
Tableau VI.9 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	125
Tableau VI.10 Ferrailage du voile périphérique.....	129
Tableau VI.11 Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.....	130

Liste des figures

Chapitre I

- Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton.....4
Figure. I.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....6

Chapitre II

- Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....12
Figure II. 2 Disposition des poutrelles dans les différents niveaux.....13
Fig. II.3 : coupe transversale d'une poutrelle.....15
Figure II.4 types de dalle pleine.....15
Figure II.5 types de dalle pleine D2.....16
Figure II.6 types de dalle pleine D3.....16
Figure II.7 types de dalle pleine D4.....16
Figure II.8. Schéma de l'escalier étage courant.....17
Figure II.9. Schéma de l'escalier de RDC vers la mezzanine.....18
Figure II.10. Schéma de l'escalier de sous-sol vers RDC.....20
Figure II.11. Coupe transversale d'un voile.....21

Chapitre III.

- FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.....32
FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....32
FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....33
FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....33
Figure III.5 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.....42
Figure III.6 dalle sur 3 appuis.....43
Figure III.7. Schéma dz ferrailage de la dalle sur 2 appuis.....48
Fig. III.12 : Section à ferrailer.....50
Figure III.23 : Schéma de ferrailage des escaliers.....54
Figure III.24.Schéma statique de la poutre palier.....54
Figure III.25.Schéma de ferrailage de la poutre palière (palier de départ).....59
Figure III.19.Schéma de ferrailage de l'acrotère.....64

Chapitre IV

- Fig. IV.1. Disposition des voiles.....71
Fig. IV.2. 1^{er} mode (suivant Y).....72
Fig. IV.3.2^{ème} mode (autour de X).....73
Fig. IV.4.3^{ème} mode (autour de Z).....73

Chapitre V

Liste des figures

Figure V.1 : zone nodale.....	81
Figure V.2 : section du poteau à étudier	84
Figure V.3 : Section d'un poteau.....	90
Figure V.4 :Schéma de ferrailage des poteaux.....	92
Figure V.5 : schéma de ferrailage de la poutre principale (30*50).....	100
Figure V.6 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30*35).....	101
Figure V.7 : Zone nodale.....	102
Figure V.8 : Disposition des armatures verticales (vue en plan).....	105
Figure V.9 : Schéma d'un voile plein.....	107
Figure V.10 disposition des voiles.....	108
Figure V.11 schéma de ferrailage du voile Vx2 de sous-sol.....	112

Chapitre VI

Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée.....	115
Figure VI.2 semelle filante.....	116
Figure VI.3 Dimension du radier.....	116
Figure VI.4 Zone de contact poteau- radier.....	118
Figure VI.5: Dalle sur quatre appuis.....	119
Fig.VI.6. Ferrailage de Radier.....	122
Fig. VI. 7. Section à ferrailer.....	124
Fig.VI.8 Ferrailage des nervures.....	126
Figure VI.9 : Schéma du mur périphérique.....	127
Fig. VI.10. Diagramme des contraintes.....	128
Figure.VI.11 Ferrailage de voile périphérique	131

Introduction

Introduction général :

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles et industriel. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines, dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le domaine d'application du génie civil est très vaste ; il englobe les travaux publics et le bâtiment.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au règlement vigoureux de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment (**R+9+sous-sol**) à usage d'habitation et commerciale, contreventé par un système voile porteur en béton armé.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

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

Pour faciliter l'étude on a fait appel à des logiciels comme :

- ✓ ETABS : pour la modélisation de la structure.
- ✓ SOCOTEC : pour les calculs.
- ✓ AUTOCAD : pour le dessin de ferrailage

[Tapez le titre du document]

Chapitre I

I.1 Introduction

Les ouvrages et éléments d'ouvrages doivent être conçus et calculés de manière à pouvoir résister avec une sécurité appropriée à toutes les sollicitations prévues et à présenter une durabilité satisfaisante durant toute la période d'exploitation envisagée.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous étudions nous a été confié par un bureau d'étude. Il consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment (R+9+sous-sol) à ossature mixte, contreventée par des voiles et portiques. Cet ouvrage est composé d'un sous-sol et d'un rez-de-chaussée à usage, et huit étages d'habitations.

L'ouvrage est situé dans la plaine de Bejaia, dans le quartier dit seghir.

I.3 Implantation de l'ouvrage

Ce bâtiment est implanté dans la wilaya de Bejaia, classé selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version.2003) comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.4 Données géotechnique du site

La contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma} = 1,3$ bars.

L'ancrage minimal des fondations : $D = 2$ m.

A une certaine profondeur (8.8 m) on détecte la présence d'eau.

Le sous-sol du site est constitué par des argiles graveleuses brunes.

I.5 Les caractéristiques de la structure sont

Cette étude se fera en considérant les caractéristiques suivantes :

-Hauteur totale.....31.93m

-Hauteur du RDC.....3.74m

-Hauteur du sous-sol3.23m

-Hauteur d'étage mezzanine3, 74m

-Hauteur d'étage courant.....3, 06m

-Largeur totale.....19,00m

-Longueur totale.....23.80m

I.6 Réglementation utilisé :

- Le CBA 93 (code de béton armé) ;
- Le RPA 99 révisée 2003(Règlement Parasismique Algérien) ;
- Le BAEL 91/Version 99 (béton Armé Aux Etats Limites) ;
- DTR-BC2.2 (charges permanentes et charges d'exploitations) ;
- DTR-BC2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.

I.7 Méthodes de calcul

I.7.1 Etats limites ultime [ELU] :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraîne la ruine de la construction et qui mettent en cause la sécurité de l'ouvrage. Ils ne désignent pas nécessairement l'effondrement, mais la plastification des matériaux et les grandes déformations résultantes sont souvent considérés comme ruine, on distingue :

- Résistance de l'un des matériaux de construction : c'est la perte de résistance soit du béton soit de l'acier (pas de rupture)
- Equilibre statique : c'est la perte de la stabilité d'une partie ou de l'ensemble de la construction (pas de renversement).
- Stabilité de forme : les pièces élancées soumises à des efforts de compression subissent des déformations importantes et deviennent instable (flambement).

I.7.2 Etats limites de service [ELS] :

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normal d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y'est ruine, on distingue :

- Etat limite de compression du béton : cette limitation a pour but d'empêcher la formation des fissures.

- Etat limite d'ouverture des fissures : consiste à assurer que les armatures sont convenablement disposées dans la section et les contraintes ne dépassent pas la valeur limite.
- Etat limite de déformation (flèche maximale) : consiste à vérifier que les déformations sont inférieures à des déformations limites.

I.8 Hypothèses de calcul

I.8.1 ELU : CBA 93{Article A.4.3.2}

1) Conservation des sections planes : restent planes après déformation.

2) Il n'y a pas de glissement à l'interface béton – acier

3) La résistance à la traction du béton est négligeable

4) L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰

5) Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de la flexion simple ou composée, et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple

6) Le diagramme contrainte-déformation (σ , ϵ) de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas

7) L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.

Diagramme contrainte déformation :

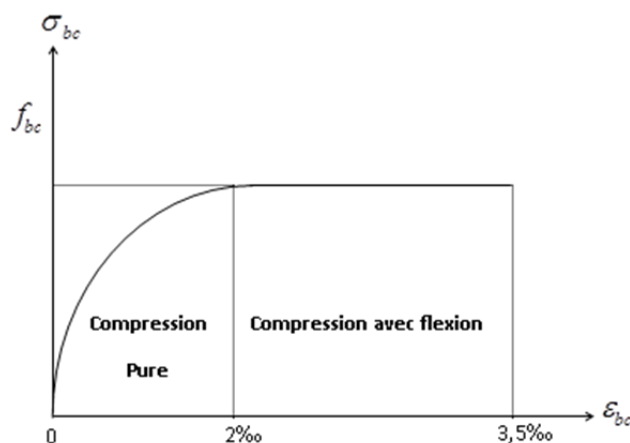


Figure I.1 : Diagramme des contraintes-déformations du béton

I.8.2 ELS : BAEL 91{Article IV.1}

- 1) Les hypothèses citées précédemment en 1, 2,3
- 2) Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques
- 3) L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton
- 4) L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité
- 5) Le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est pris égal à 15

I.9 Caractéristiques des matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans la construction seront conforme aux règles technique de conception et de calcul des structure en béton armé BAEL 91/99.

I.9.1 Béton :

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développées.

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

$$f_{cj} = [j / (4,76 + 0,83j)] f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

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

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad \text{CBA 93 (Art A.2.1.1.2)}$$

Donc,

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✓ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$.
- ✓ $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$.
- ✓ $\gamma_b = 1,50$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓ $\gamma_b = 1,15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.

Diagramme de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton :

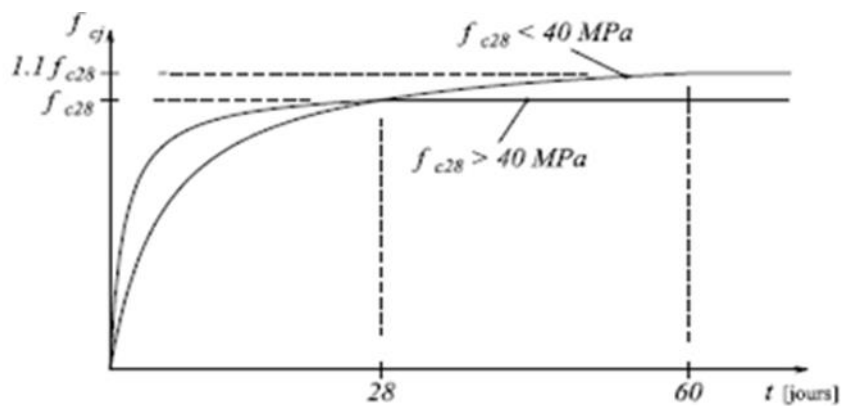


Figure. I.2. Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Contraintes limites du béton :

I.9.1.1.1 A l'ELU :

est notée f_{bu} tel que $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$ **CBA 93** (Article A.4.3.4)

Avec : $\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{en cas de situations durables ou transitoires.} \\ 1,15 & \text{en cas de situations accidentelles.} \end{cases}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 : \text{Lorsque } T > 24 \text{ h} \\ \theta = 0,9 : \text{Lorsque } 1 \text{ h} \leq T \leq 24 \text{ h} \\ \theta = 0,8 : \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1 \text{ h} \end{array} \right.$$

Le coefficient de minoration 0.85 a pour objet de couvrir l'erreur fait en négligeant le fluage de béton est donné par $\sigma_{bc} = 0,6Xf_{c28} = 15 \text{ MPa}$

I.9.1.1.2 A l'ELS :

Module de déformation longitudinale du béton

Ils existent deux modules de déformation déterminés :

I.9.1.1.3 Le module de déformation instantanée :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 3700X\sqrt[3]{f_{tj}} \rightarrow E_{ij} = 10818,86 \text{ MPa}$$

I.9.1.1.4 Le module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{tj}} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Donc

- ✓ Résistance à la compression à l'âge de 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.
- ✓ $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.
- ✓ $E_{vj} = 10721,40 \text{ MPa}$.
- ✓ $E_{ij} = 32164.20 \text{ MPa}$.
- ✓ $\gamma_b = 1.50$ coefficient de sécurité du béton pour les situations courantes.
- ✓ $\gamma_b = 1.15$ coefficient de sécurité du béton pour les situations accidentel.,

Coefficient de poisson

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté « ν ».

L'ELU : $\nu=0 \rightarrow$ Calcul des sollicitations.

L'ELS : $\nu=0.2 \rightarrow$ Calcul des déformations.

I.9.2 Acier

Est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, son rôle est d'équilibrer les efforts de traction que le béton ne peut pas reprendre. Il est caractérisé par sa limite d'élasticité et son module de déformation $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

Tableau I.1 : Limite d'élasticité F_e en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Acier à haute résistance		Acier treillis soudé à fils treillis	Acier treillis soudés à haute adhérence
Désignation	$F_e E215$	E235	$F_e E40$	$F_e E500$	$F_e E500$	$F_e E500$
F_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

- Haute adhérence de nuance $F_e 400$ (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Treillis soudés de nuance $F_e 500$ (pour la dalle de compression des plancher à corps creux).
- Ronds lisses de nuance $F_e 235$ (pour les armatures transversales des poutrelles).

Contrainte limite de l'acier

I.9.2.1.1 A l'ELU :

Donnée par $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

f_e : Contrainte limite élastique

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ_s : 1.15 en cas de situations durables ou transitoires.

γ_s =1.00:en cas de situations accidentelles

I.9.2.1.2 A l'ELS :

Pas de vérification pour des Fissurations peu préjudiciable

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$ [MPa] Pour des Fissurations préjudiciable

$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right)$ [MPa] Pour des Fissurations très préjudiciable

η : Coefficient de fissuration, tel que $\eta=1$ Pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1.6$ Pour les aciers à haute adhérence (HA).

I.10 Actions

On appelle actions les forces et les charges appliquées aux déformations imposées.

On distingue trois types d'actions :

I.10.1 Actions permanentes (G)

Ce sont des actions continues dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;

- Le poids de cloison ;
- Le poids des poussés des terres et des liquides.

I.10.2 Actions variables (Q_i)

Ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques ;
- Les charges appliquées en cours d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

I.10.3 Actions accidentelles (F_A)

Ce sont des actions rares dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application, on peut citer :

- Les séismes (E).
- Les explosions.
- Les chocs.

I.11 Les sollicitations

Ce sont des efforts normaux et tranchants et les moments fléchissant et de torsions qui sont calculés à partir des actions en utilisant les procédés de la RDM.

I.12 Combinaisons d'actions

Les combinaisons d'actions sont les ensembles constitués par les actions de calcul à considérer simultanément. Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des sections. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

Dans ce qui suit on désigne par :

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable de base.

Q_i ($i > 1$): Action variable d'accompagnement.

I.12.1 Combinaisons d'action à l'ELU

Situations durables ou transitoires

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i \quad \text{CBA (Article A. 3. 3. 2. 1)}$$

Avec :

$\Psi_{0i}=0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

γ_{Qi} : Vaut 1,5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

- Bâtiments agricoles à faibles occupation humaine ;
- Charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier ;
- La température.

Situations accidentelles

$$1.35 G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad \text{CBA (Article A. 3. 3. 2. 1)}$$

Avec :

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une action variable.

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques Algériennes RPA 99/2003 considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

- $G+Q\pm E$(1)
- $0.8 G\pm E$(2)

Dans le cas de portiques auto stables, la première combinaison est remplacée par

- $G+Q\pm 1.2E$(3) **RPA 99/2003(art 5.2)**

I.12.1 Combinaisons d'actions à l'ELS

$$G_{max}+G_{min} + F_A + Q_1 + \sum \Psi_{oi} Q_i \quad \text{CBA (Article A.3.3.3)}$$

I.13 CONCLUSION

Le béton armé est un élément mélangé par plusieurs matériaux. Il est constitué par la réunion de deux matériaux que nous supposons simple ; c'est le béton et l'acier, disposés d'une façon à utiliser d'une manière économique la résistance de chacun d'eux.

Dans l'association béton + acier, le béton résiste aux efforts de compression et l'acier résiste aux efforts de traction et éventuellement aux efforts de compression si le béton ne suffit pas pour reprendre tous les efforts de compression qui existent.

Une construction sera appelée en béton armé si les deux matériaux participent à la résistance de l'ensemble.

Chapitre III

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistant en utilisant les règlements RPA99/ version 2003 et C.B.A 93 (B.A.E.L 91).

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- **Sollicitations verticales** : elles sont dues aux charges permanentes et aux et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutre et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- **Sollicitations horizontales** : elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

II.2 Eléments Secondaires :

II.2.1 Planchers :

Les planches sont constitués d'une dalle horizontale associée à un système de poutres format nervures

(Poutres principales, poutres secondaires, poutrelles).

II 2.1.1 Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux est le plancher le plus utilisé dans le domaine de bâtiment. Il est Composé de poutrelles, de hourdis, et de dalle de compression (**figure II.1**).

La hauteur totale du plancher h_t et conditionnée par le critère de flèche selon le CBA :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \text{ C.B.A 93 [Art B.6. 8.4.2.4]}$$

Avec : **L max** : distance maximale entre nus d'appuis de deux poutres dans le sens de disposition des poutrelles. Le sens de disposition est donné sur la (**fig.II.2**). Si on suppose des poutres de 30cm

$$L_{max} = 5 - 0,3 = 4,7\text{m} \rightarrow \quad H_t \geq \frac{470}{22,5} = 20,88$$

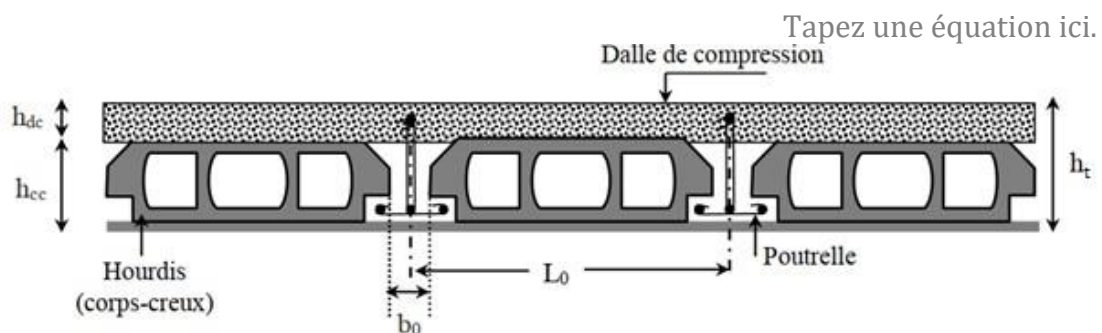
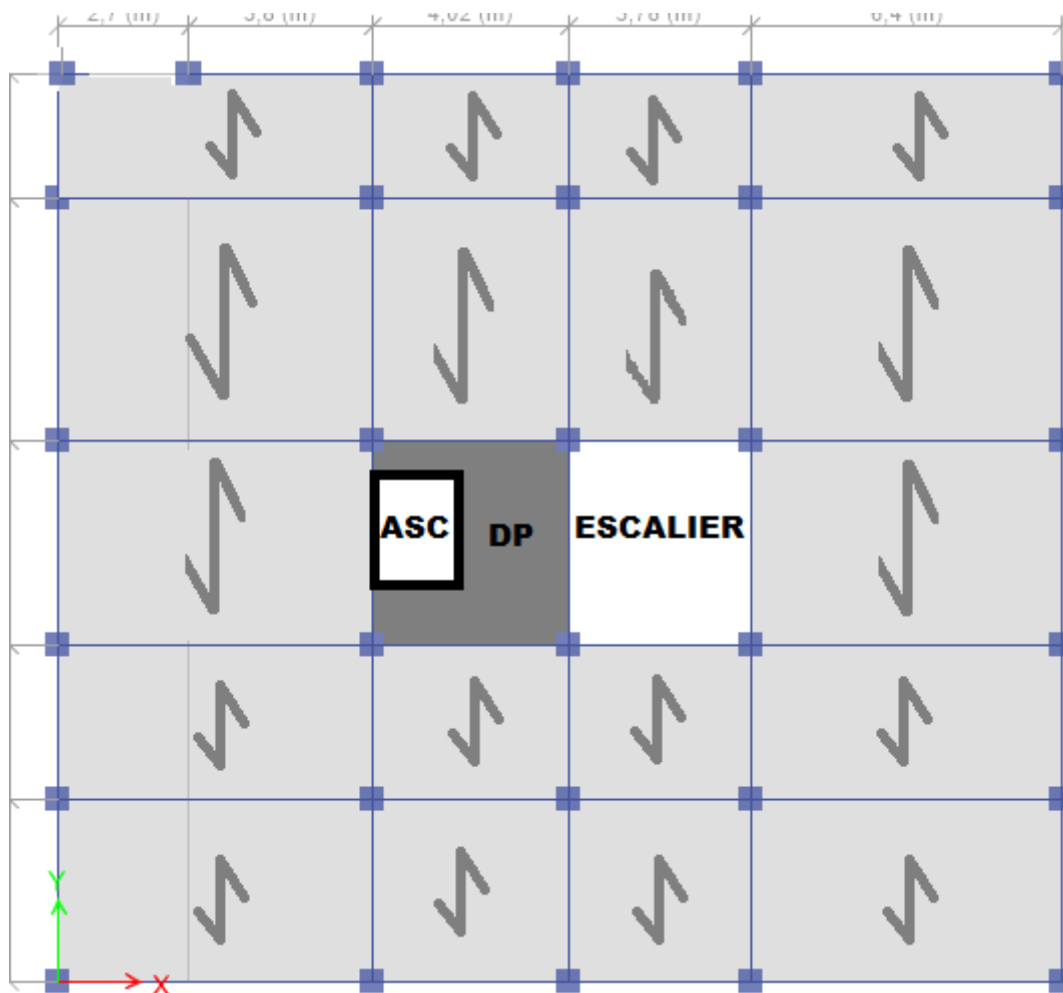


Figure II.1. Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Disposition des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées parallèlement aux petites travées. Le schéma de disposition dans les différents niveaux est présenté sur la figure :



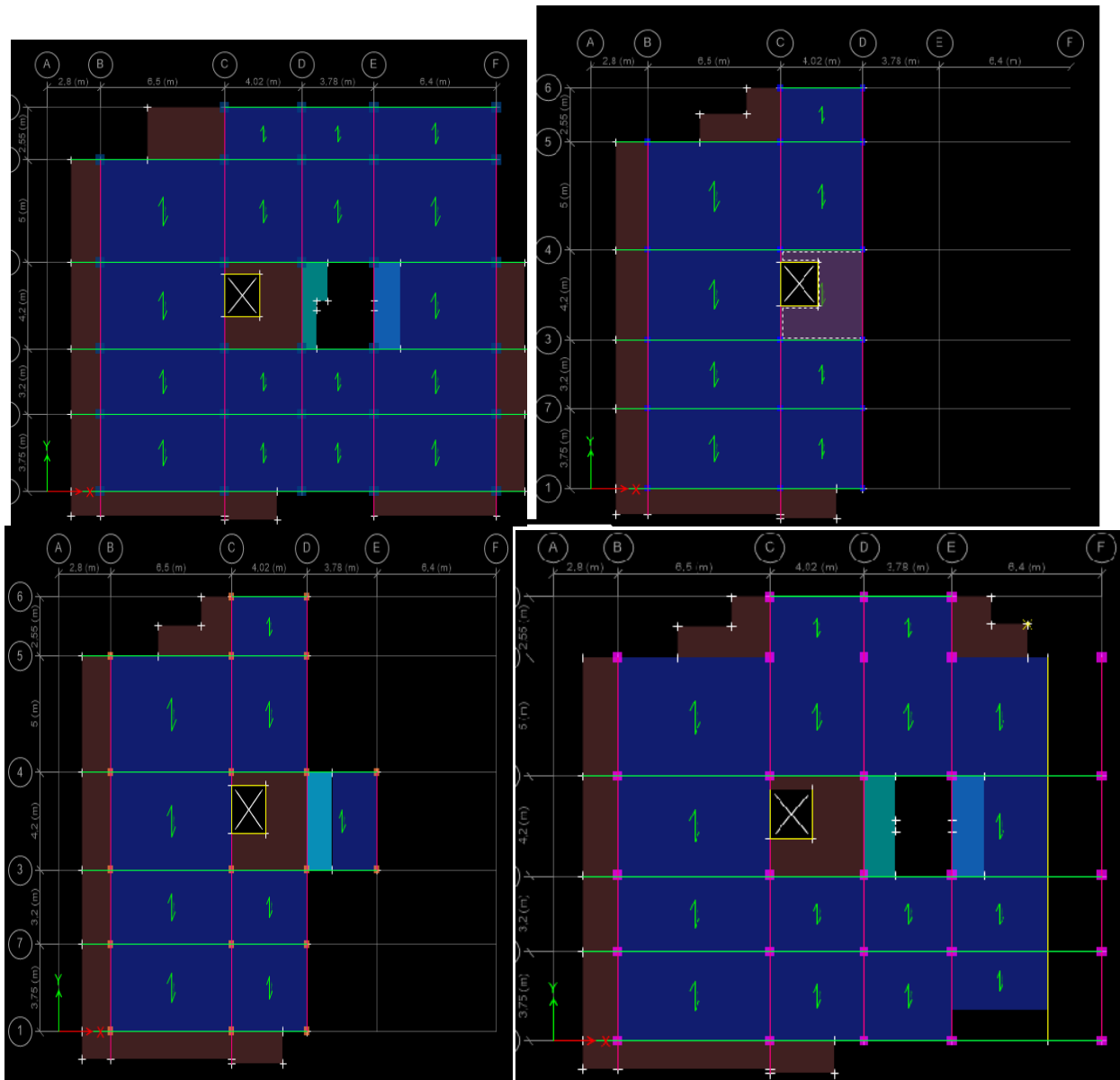


Figure II. 2 Disposition des poutrelles dans les différents niveaux. :

✚ Pré dimensionnement des poutrelles :

Ce sont des petites poutres coulées sur place formant

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left[\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y}{10} \right]$$

L_x : distance entre nus de deux poutrelles.

L_y : distance minimale entre nus d'appuis dans le sens de la l'ossature du plancher. Elles se calculent comme des sections en T (figure II-3), dont les dimensions sont : disposition des poutrelles Avec : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$L_x = 60 - 10 = 50 \text{ cm}$$

$$L_y = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$$

Après calcul, on trouve $b = 60 \text{ cm}$

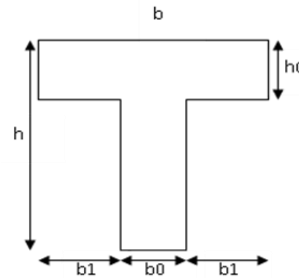


Fig. II.3 : coupe transversale d'une poutrelle.

II.2.2. Planchers à dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnées) ou ponctuels (poteaux).

Pour les dalles on définit les portées L_x et L_y mesurées entre nus d'appuis et le rapport ρ :

Avec : $L_x < L_y$ et $\rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$.

On dimensionne les dalle en se basent sur les critères de résistance et de coupe-feu.

Les différents types des panneaux de dalles sont représentés sur la Figure II.4

✚ Dalles sur trois appuis D1:

- Critère de résistance

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.20}{6.40} = 0.187 < 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{45} \rightarrow 0.026 \leq e \leq 0.03$$

- Critère de coupe-feu :

$$e \geq cm \text{ Pour } 2h \text{ de coupe-feu}$$

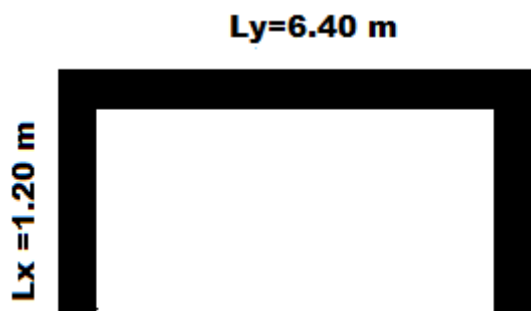


Figure II.4 types de dalle pleine

✚ Dalles sur quatre appuis D2 :

Critère de résistance

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.70}{1.75} = 0.971 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow 0.037 \leq e \leq 0.042$$

- Critère de coupe-feu :
 $e \geq 12\text{cm}$ pour 2h de coupe-feu

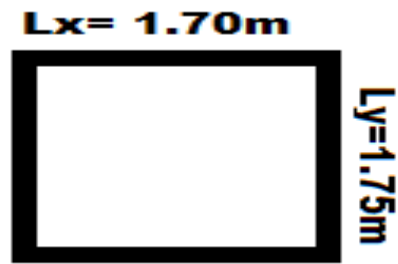


Figure II.5 types de dalle pleine D2.

Dalles sur quatre appuis D3

- Critère de résistance

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.36}{2.44} = 0.557 > 0.4$$

- Critère de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow 0.038 \leq e \leq 0.045$$

- Critère de coupe-feu :
 $e \geq 12$ pour 2h de coupe-feu

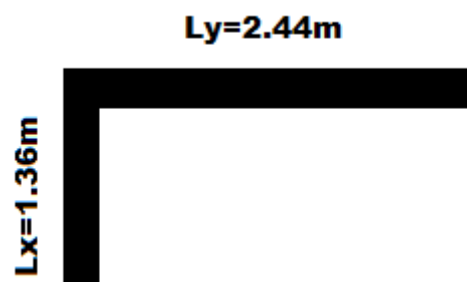


Figure II.6 types de dalle pleine D3.

Dalles sur quatre appuis D4 :

- Critère de résistance

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.72}{3.90} = 0.953 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow 0.082 \leq e \leq 0.093$$

- Critère de coupe-feu :

$e \geq 15$ pour 2h de coupe-feu

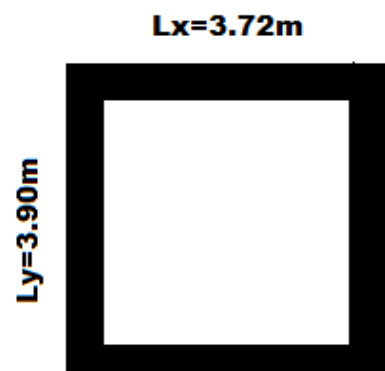


Figure II.7 types de dalle pleine D4.

Remarque : comme ces dalles sont au niveau des cages d'escaliers et d'ascenseur, on opte pour une épaisseur $e = 14\text{ cm}$ (chargement important)

II.2.3 Les escaliers

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

Notre bâtiment comprend deux types cages d'escaliers, Nous présenterons ci-après un exemple de calcul des escaliers de l'étage courant (Figure II.5)

- **Pré dimensionnement d'escalier :**

- **Premier type d'escalier :** (étage courant)

Pour les dimensions des marches (h) et contremarches (g) on utilise de **BLONDEL** qui est la suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}. (1)$$

Avec : h : la hauteur de la marche $14 \leq h \leq 20 \text{ cm}$

g : le giron $22 \leq g \leq 33 \text{ cm}$

Le nombre de contremarche (n) est donné par : $n = \frac{H}{h}$

Avec : H la hauteur entre deux niveaux consécutifs (hauteur à franchir) pour l'étage courant

H=3.06 m

En fixant : la hauteur des contres marches h à 17 cm.

On aura ainsi : $n = \frac{3.06}{0.17} = 18$ hauteurs

Comme l'étage courant comporte deux paillasse identiques, on aura alors 9 contremarches et 8marches par paillasse.

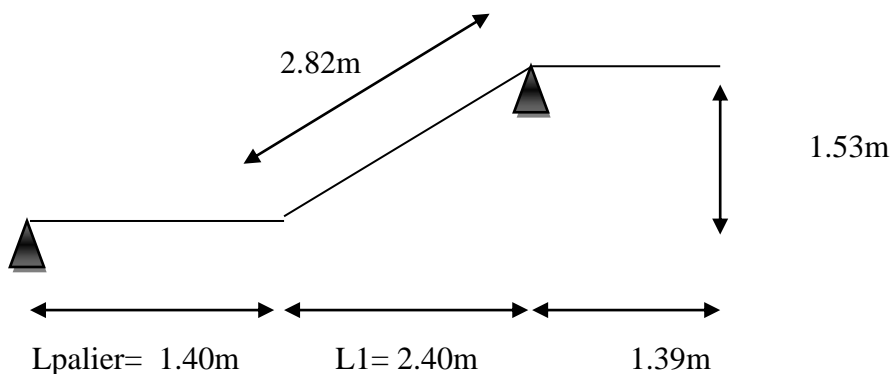


Figure II.8. Schéma de l'escalier étage courant.

Calcul du giron :

Le giron <<g>> est donné par la formule suivante :

$$g = \frac{L0}{n-1}$$

L1 : la projection de la paillasse sur le plan horizontal.

$$L1=2.40 \text{ m} \Rightarrow g = \frac{2.40}{9-1} = 0.3\text{m} \Rightarrow g = 30\text{cm}$$

- **Vérification de la relation de BLANDEL :**

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \square \text{ donc la relation de Blondel est satisfaite}$$

Paillasse et palier :Calcul de α :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{\frac{3.06}{2}}{2.40} = 0.637 \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

Avec : H : hauteur de la volée

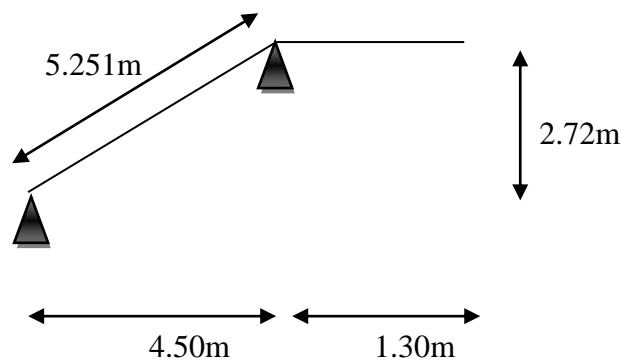
 L_v : longueur projetée de la volée**•calcul de l'épaisseur :**

Le palier et la paillasse auront la même épaisseur et sera déterminé selon la formule suivantes :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \text{ Avec } L = L_p + L_v$$

$$L' = \sqrt{L_o^2 + H_o^2} = \sqrt{153^2 + 240^2} = 284.62 \text{ cm} \rightarrow L = 140 + 139 + 284.62 = 562.62 \text{ cm}$$

$$\frac{562.62}{30} \leq e \leq \frac{562.62}{20} \rightarrow 18.754 \leq e \leq 28.131 \text{ Soit } e = 20 \text{ cm}$$

•Deuxième type d'escalier : (RDC vers la mezzanine)**•principe :****Figure II.9.** Schéma de l'escalier de RDC vers la mezzanine.**•marches et contremarches :**Relation de **BLANDEL** : $59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$ Nous choisissons $h=17 \text{ cm}$ et $g=30 \text{ cm}$

On a bien $2h+g=2\times 17+30=64\text{cm} \Rightarrow$ la relation de BLANDEL est vérifiée.

h : est la hauteur de la marche $14 \leq h \leq 20\text{cm}$

g : est le giron $22 \leq g \leq 33\text{cm}$

Le nombre de contremarche (n) est donné par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22 \text{ avec } H \text{ est la hauteur de RDC et d'étage supent}$$

Procédure de calcul :

Calcul de α :

$$\text{tg}\alpha = \frac{2.72}{4.50} = 0.6 \Rightarrow \alpha = 31.15^\circ$$

• L'épaisseur de la pailasse (e) :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \text{ Avec } L = L_p + L_v$$

$$L' = \sqrt{L_o^2 + H_o^2} = \sqrt{450^2 + 272^2} = 525.81\text{cm} \rightarrow L = 130 + 525.81 = 655.81\text{cm}$$

$$\frac{655.81}{30} \leq e \leq \frac{655.81}{20} \rightarrow 21.86 \leq e \leq 32.79 \text{ Soit } e = 22 \text{ m}$$

3 types d'escalier (sous-sol vers RDC)

• marches et contremarches :

Relation de BLANDEL : $59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$

Nous choisissons $h=17\text{cm}$ et $g=30\text{cm}$

On a bien $2h+g=2\times 17+30=64\text{cm} \Rightarrow$ la relation de BLANDEL est vérifiée.

h : est la hauteur de la marche $14 \leq h \leq 20\text{cm}$

g : est le giron $22 \leq g \leq 33\text{cm}$

Le nombre de contremarche (n) est donné par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{323}{17} = 19 \text{ avec } H \text{ est la hauteur de RDC et d'étage supent}$$

• Procédure de calcul

• Calcul de α :

$$\text{tg}\alpha = \frac{2.72}{4.50} = 0.6 \Rightarrow \alpha = 30,88^\circ$$

• L'épaisseur de la paillasse (e) :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{Avec } L = L_p$$

$$L' = \sqrt{L_o^2 + H_o^2} = \sqrt{540^2 + 323^2} = 629.22 \text{ cm} \rightarrow = 629.81 \text{ cm}$$

$$\frac{629,81}{30} \leq e \leq \frac{629,81}{20} \rightarrow 20,97 \leq e \leq 31,5 \quad \text{Soit } = 22 \text{ m}$$

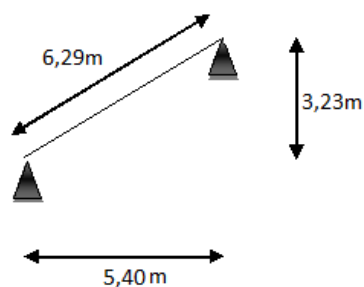


Figure II.10. Schéma de l'escalier de sous-sol vers rdc

• L'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, Il sert pour l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

- pour la terrasse accessible on prend H=110cm.
- pour la terrasse inaccessible on prend H=60cm

II.3 Elément principaux

II.3.1 Les poutres :

La hauteur des poutres est déterminée par l'expression suivante:

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

L : longueur de la poutre maximale entre nus d'appuis.

a- Poutres Principales (PP)

Elles sont disposées perpendiculaire aux poutrelles

$$L_m = 640 - 30 = 610\text{cm}$$

$$\text{Donc : } 40.66\text{cm} \leq h \leq 64\text{cm}$$

On prend : $h = 50\text{cm}$ et $b = 30\text{cm}$

- **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$h = 50\text{cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.66 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

b- Poutres secondaires (PS)

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

$$L_{max} = 500 - 30 = 470\text{ cm}$$

$$\text{Donc : } 31.33\text{cm} \leq h \leq 47\text{cm}$$

On prend : $h = 35\text{cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

- **Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1)**

$$h = 35\text{cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$b = 30\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{b} = 1.16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

II.3.2 Les voiles :

Le dimensionnement d'un voile de contreventement revient à déterminer son épaisseur (e) donnée par le RPA 99/2003 :

$$\text{Avec } e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15\text{ cm}\right), \text{ (pour un voile simple)}$$

- h_e : hauteur libre du voile Dans notre cas, nous avons :

- **Sous-sols** : $391 - 50 = 341\text{cm}$

Ce qui donne $e \geq 18\text{cm}$

- **Etage courant** : $306 - 50 = 256\text{cm}$

Ce qui donne $e \geq 15\text{ cm}$

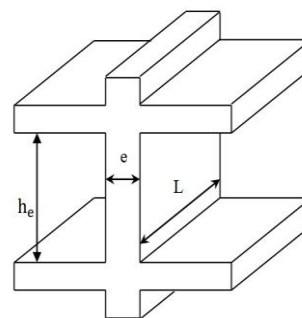


Figure II.11. Coupe transversale d'un voile

➤ **RDC** : $374 - 50 = 324$ cm

Ce qui donne $e \geq 18$ cm

Au final on prend $e = \begin{cases} 20\text{cm pour le sous sol ,RDC et mezzanine} \\ 15\text{cm pour les etages courants} \end{cases}$

II.3.3 Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression selon les règles du BAEL91 (art B.8.4.1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre aux critères et recommandations du RPA99V2003. Le (Tableau II.1) présente les dimensions supposées des poteaux, elles sont fixées après la descente de charges :

Tableau II.1 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres

Etage	Sections (cm ²)	Hauteur (m)	Poids (KN)
Sous-sol	(55×55) cm ²	3.91	29.57
1 ^{er} étage, RDC	(50×50) cm ²	3.74	23.38
2 ^{eme} , 3 ^{eme} étage	(45×45) cm ²	3.74	15.5
4 ^{eme} , 5 ^{eme} étage	(40×40) cm ²	3.06	12.24
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage Poteaux	(35×35) cm ²	3.06	9.37
8 ^{eme} , 9 ^{eme} étage	(30×30) cm ²	3.06	6.885

Tableau II.2 Evaluation des charges et surcharges.

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	20	0.4
Mortier de pose	0,02	20	0.4
lit de sable	0,02	18	0.36
Etanchéité multicouche	0,02	6	0.12
forme de pente	0,10	22	2.2
Isolation thermique en liège	0,04	4	0.16
Plancher a corps creux (20+4)	0.24	/	3.3
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G			7.14
Charge d'exploitation Q			1.5

Tableau II.3. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à corps creux.

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Plancher à corps creux (20+4)	0,24	/	3.3
Cloisons de séparation	0,10	10	1.00
Enduit en plâtre	0,02	10	0.20
Charge permanent G			5.66
Q étages courant			1.5
Q étage service			2.5
Q étage Balcons			3.5

Tableau II.4. Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Plancher a dalle pleine	0,12	25	3.00
Cloisons de séparation	0,10	10	1.00
Enduit de ciment	0,02	20	0.40
Charge permanent G			5.56
Charge d'exploitation Q			2.5

Tableau II.5 Évaluation des charges sur la volée étage courant.

Désignation des éléments		e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (kN/m ²)
dalle pleine		0.20/cos(32.51)	25	5.93
Carrelage	Horizontal	0,02	20	0.40
	Vertical	0,02h/g	20	0.23
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0.40
	vertical	0,02h/g	20	0.23
Enduit de ciment		0,02/cos (32.51)	18	0.42
poids des marches		0,17*(1/2)	22	1.87
Garde de corps		/	/	0,60
Charge permanent G				10.08
Charge d'exploitation Q				3.5

Tableau II.6 Évaluation des charges sur les paliers.

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0,02	20	0.40
Mortier de pose	0,02	20	0.40
Lit de sable	0,02	18	0.36
Dalle en béton armé	0,18	25	5.00
Enduit de ciment	0,02	20	0.40
Charge permanent G			6.56
Charge d'exploitation Q			3.5

Tableau II.7 Évaluation des charges des les murs extérieurs.

Désignation des éléments	e (m)	ρ (KN/ m)	Poids (kN/m ²)
Brique creuse	0,15	9	1.35
Brique creuse	0,10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0,02	20	0.4
Enduit intérieur en plâtre	0,01	20	0.2
Charge permanent G			2.85

II.4 Descente de charge :

La descente de charge est effectuée pour le poteau A1 (figure. II.1) qui nous semblent être le plus chargés, comme le bâtiment est a usage d'habitations le DTR exige d'appliquer la loi de la dégression sur la surcharge Q sur ces niveaux

- **La loi de dégression des charges :**

On adoptera pour le calcul des points d'appuis les charges d'exploitation suivantes (à partir du haut du bâtiment) :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 9^{ème} étage : $Q_0 + Q_{1x}$

Sous le 8^{ème} étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 7^{ème} étage : $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 6^{ème} étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 5^{ème} étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Sous les étages inférieurs (pour $n \geq 5$) : $Q_0 + \frac{(3+2)}{2 \times n} + (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment

Les Surfaces afférentes

Terrasse accessible

$S1 = 3.1 \times 2.925 = 9.067 \text{ m}^2$

$S2 = 1.86 \times 2.925 = 5.44 \text{ m}^2$

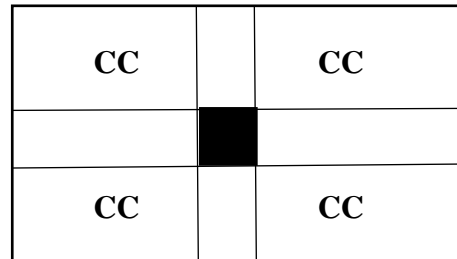
$S3 = 3.1 \times 1.95 = 6.045 \text{ m}^2$

$S4 = 1.86 \times 1.95 = 3.6 \text{ m}^2$

$L_{pp} = 4.96\text{m} \quad G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times 4.96 = 18.6 \text{ KN}$

$L_{ps} = 4.875\text{m} \quad G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 4.875 = 12.796 \text{ KN}$

$S_Q = 27.1\text{m}^2 \quad Q = 40.65 \text{ KN}$



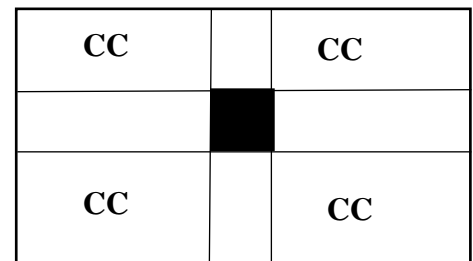
• **étage 8 :**

$S_{cc} = 20.55\text{m}^2 \quad S_{DP \text{ ascenseur}} = 3.6\text{m}^2$

$L_{pp} = 4.96 \text{ m} \quad G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times 4.96 = 18.6 \text{ KN}$

$L_{ps} = 4.875\text{m} \quad G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 4.875 = 12.796 \text{ KN}$

$S_Q = 27.1 \text{ m}^2 \quad Q_1 = 27.1 \times 1.5 = 40.65 \text{ KN}$



• **RDC jusqu'à étage 7:**

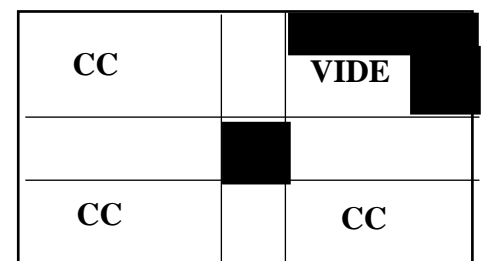
$SDP = \text{m}^2$

$S_{cc} = 23.48\text{m}^2$

$L_{pp} = 4.96\text{m} \quad G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.5 \times 4.96 = 18.6 \text{ KN}$

$L_{ps} = 4.875 \text{ m} \quad G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 4.875 = 12.796 \text{ KN}$

$S_Q = \text{m}^2$



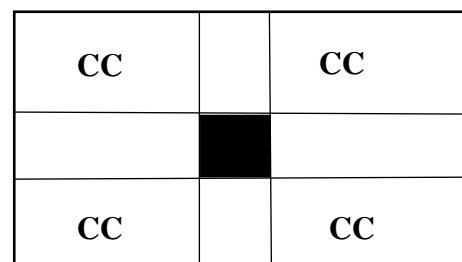
• sous sols

$S_{cc} = 20.55m^2$ $S_{DP \text{ ascenseur}} = 3.6m^2$

$L_{pp} = 4.96 \text{ m}$ $G_{pp} = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.5 \cdot 4.96 = 18.6 \text{ KN}$

$L_{ps} = 4.875m$ $G_{ps} = 25 \cdot 0.3 \cdot 0.35 \cdot 4.875 = 12.796 \text{ KN}$

$S_Q = 27.1 \text{ m}^2$ $Q_1 = 27.1 \cdot 1.5 = 40.65 \text{ KN}$



Les résultats de la descente de charge réalisée sur le poteau (A1) (figure.II.1) sont récapitulés dans le tableau ci-après

Tableau II.9. Résultats de la descente de charge du poteau (A1)

Etage	Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
Terrasse accessible	N0	Poutre principal	18.6	40.6285
		Poutre secondaire	12.796	
		Plancher	172.455	
		Poteau (30×30)	6.885	
		somme	210.73	40.6285
Etage 09	N1	venant de N0	210.73	83.393
		Poutre principal	18.6	
		Poutre secondaire	12.796	
		Poteau (30×30)	6.885	
		plancher +dalle pleine	121.597	
	ascenseur	13.40		
	somme	384.00	83.393	
Etage 08	N2	venant de N1	384.00	117.088
		Poutre principal	18.6	
		Poutre secondaire	12.796	
		plancher+dalle pleine	121.455	
		poteau	9.375	
	somme	546.226	117.088	
Etage 07	N3	venant de N02	546.226	147.0115
		Poutre principal	18.6	
		Poutre secondaire	12.796	
		Poteau	9.3712	
		Plancher +dalle pleine	121.597	
	somme	708.590	147.0115	
		venant de N03	708.590	

Etage 06	N4	Poutre principal	18.6	173.163
		Poutre secondaire	12.796	
		Poteau	12.24	
		Plancher+ dalle pleine	121.597	
		somme	873.823	173.163
Etage 05	N5	vnant de N04	873.823	195.545
		Poutre principal	18.6	
		Poutre secondaire	12.79	
		poteau	12.24	
		Plancher+dalle pleine	121.597	195.545
	somme	1039.05	195.545	
Etage 04	N6	venant de N05	1039.05	214.15
		Poutre principal	18.6	
		Poutre secondaire	12.6	
		poteau	15.24	
		Plancher +dalle pleine	121.597	214.15
	Somme		1206.6	214.15
Etage 03	N7	venant de N06	1206.6	231.67
		Poutre principal	18.6	
		Poutre secondaire	12.6	
		poteau	15.24	
		Plancher +dalle pleine	121.597	231.67
	somme	1374.38	231.67	
Etage 02	N8	venant de N06	1374.38	251.60
		Poutre principal	18.6	
		Poutre secondaire	12.6	
		poteau	23.375	
		Plancher +dalle pleine	121.597	251.60
	somme	1550.55	251.60	
Etage 01	N9	venant de N06	1550.55	294.08
		Poutre principal	18.6	
		Poutre secondaire	12.6	
		poteau	23.375	
		Plancher +dalle pleine	121.597	294.08
	somme	1726.928	294.08	
Total			1922.477	332.499

II.5 Les vérifications nécessaires :

- Vérification à la compression simple exemple de calcul

On doit vérifier que : $\frac{N_u^*}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{28}}{\gamma_b} = f_{bu}$ avec : B : la section de poteau

Pour B = 0.50*0.45 = 0.225 m² B=0.225 m²> 0.179 m² Condition vérifiée

Tableau II.10 Vérification à la compression simple de poteaux de tous les niveaux

niveaux	Nu* (MN)	B (m ²)	Bcal (m2)	Obs B> B ^{cal}
10 ^{eme}	0.3799	0.09	0.026	vérifiée
9 ^{eme}	0.7064	0.09	0.0497	Vérifiée
8 ^{eme}	1.0030	0.1225	0.0706	Vérifiée
7 ^{eme}	1.2934	0.1225	0.091	Vérifiée
6 ^{eme}	1.5226	0.16	0.107	vérifiée
5 ^{eme}	1.8645	0.16	0.131	vérifiée
4 ^{eme}	2.1451	0.2025	0.151	vérifiée
3 ^{eme}	2.4232	0.2025	0.1706	vérifiée
2 ^{eme}	2.7177	0.25	0.1913	vérifiée
1 ^{er}	3.0497	0.25	0.21	vérifiée
0	3.4034	0.3025	0.24	vérifiée

• **Vérification au flambement :**

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

Avec : $N_u^* \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$

B_r : Section réduite du béton A_s

: Section des armatures.

α : Coefficient en fonction de l’élancement □ .

$$\frac{0.85}{1+0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad 0 < \lambda \leq 50$$

$$0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad 50 < \lambda \leq 70$$

On calcule l’élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

I_f : Longueur de flambement $I_f = 0.7 \times I_0$

I_0 : Longueur du poteau

i: Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$; I : Moment d'inertie $I = \frac{h_1 \times b_1^3}{12}$

• **Exemple de calcul**

Vérification au flambement pour le poteau (30*30)

$I_0 = 3.06 - 0.3 = 2.76$ m $I_f = 1.93$ m

$B = 0.3 \times 0.3 = 0.09$ m² et $I = \frac{0.3 \times 0.3^3}{12} = 6.75 \times 10^{-4}$ m⁴

$$i = \sqrt{\frac{6.75 \times 10^{-4}}{0.09}} = 0.086 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1.93}{0.086} = 22.44 < 50 \rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{22.4^2}{85} \right)} = 0.84$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_\beta} + \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \quad B_r \geq \frac{0.3799}{0.82 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.141 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Puisque la condition est vérifiée, donc le poteau ne risque pas de se flamber.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II. 11 Vérification des poteaux au flambement

niveaux	Nu*Xi	B	I	i	I _f	λ	α	B _{cal} (m ²)	B _r (m ²)
10	379.95	0.09	6.75X10 ⁻⁴	0.086	1.932	22.44	0.785	0.024	0.0784
9	706.497	0.09	6.75X10 ⁻⁴	0.086	1.932	22.44	0.785	0.044	0.0784
8	1003.002	0.1225	1.25X10 ⁻³	0.101	1.932	19.1	0.802	0.069	0.1089
7	1293.479	0.1225	1.25X10 ⁻³	0.101	1.932	19.1	0.802	0.0796	0.1089
6	1522.609	0.16	2.13X10 ⁻³	0.115	1.932	16.8	0.812	0.092	0.1444
5	1864.53	0.16	2.13X10 ⁻³	0.115	1.932	16.8	0.812	0.113	0.1444
4	2145.14	0.2	2.73X10 ⁻³	0.116	1.932	16.65	0.776	0.136	0.1899
3	2423.20	0.2	2.73X10 ⁻³	0.116	1.932	16.65	0.776	0.154	0.1899

2	2717.70	0.25	5.2×10^{-3}	0.144	2.408	16.72	0.81	0.165	0.2304
1	3049.71	0.25	5.2×10^{-3}	0.144	2.408	16.72	0.81	0.186	0.2304
0	3403.499	0.3025	7.6×10^{-3}	0.153	2.527	15.99	0.816	0.2	0.2809

- **Vérification des conditions du RPA 99 / 2003**

Notre projet est implanté dans la zone III, donc la section des poteaux doivent répondre aux exigences suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) = 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \min(b, h) = 30\text{cm} \geq \frac{h_e}{20} = 15.3 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{1}{4} \leq 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

II.6. Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les poteaux les sections suivantes :

le sous-sol $55 \times 55 \text{ cm}^2$

RDC et 1^{er} étages $50 \times 50 \text{ cm}^2$

3^{ème} et 2^{ème} étages $45 \times 45 \text{ cm}^2$

5^{ème} et 4^{ème} étages $40 \times 40 \text{ cm}^2$

7^{ème} et 6^{ème} étages $35 \times 35 \text{ cm}^2$

8 et 9^{ème} étages $30 \times 30 \text{ cm}^2$

Et pour les poutres :

Poutres principales: ($b \times h$) = (30×50) cm^2 .

Poutre secondaires: ($b \times h$) = (30×35) cm^2 .

Chapitre III

III.1. Calcul des planchers :**III.1.1.Introduction:**

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ . Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :
- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Le plancher à corps creux est plus utilisé dans les bâtiments courants (habitations, administratifs,...).il est constitué de corps creux qui ne sont des éléments de remplissage (aucun rôle de résistance) et des nervures en béton armé qui constituent l'élément résistant de plancher. L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression. Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2.Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

❖ Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91) :**1. Domaine d'application (B.6.210) :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

– fissuration peu nuisible (F.P.N)

2. Application de la méthode :

• Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et aux appuis M_g et M_d doivent vérifier :

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0)$

b. $M_t \geq (1+0.3\alpha)M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2+0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

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

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

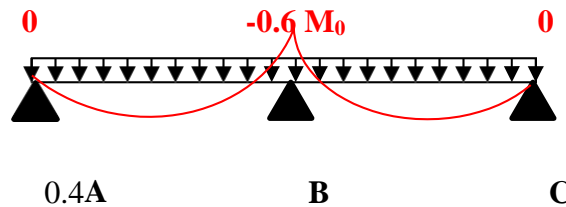


FIG. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

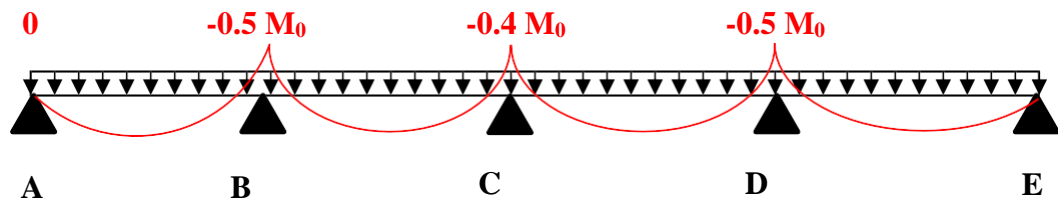


FIG. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de 2 travées

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et

$$\alpha = Q / (G+Q)$$

Le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. tel que $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^n)$

• **Evaluation de l'effort tranchant :**

– On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de 15%.

si c'est une poutre à deux travées.

– 10% si c'est une poutre à plus de deux travées

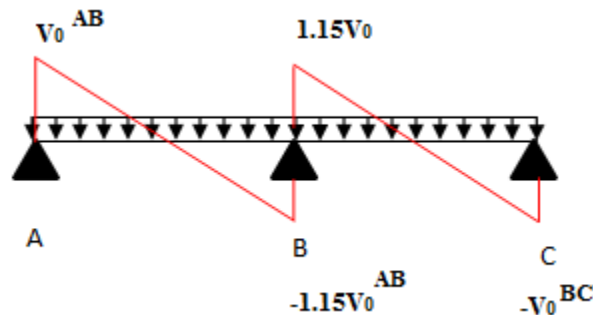


FIG. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées :

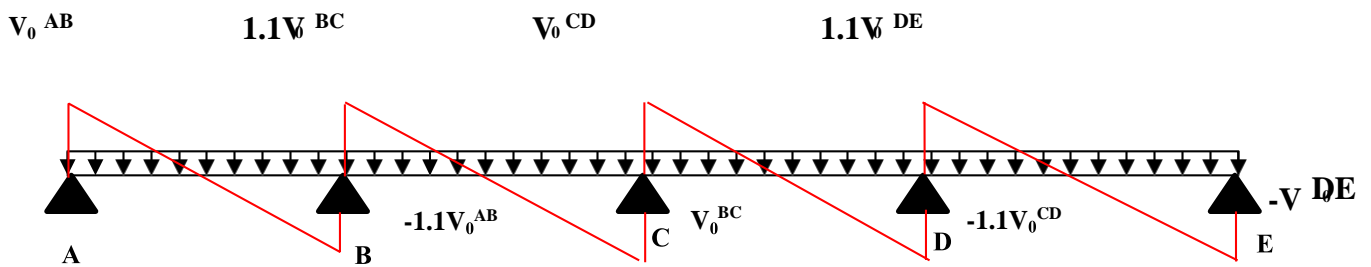


FIG. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

a) **Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :**

Si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- ✓ La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- ✓ L'amortissement des effets de chargement des travées sur les poutres.

III.1.2.) Etude des poutrelles

Calcul des moments :

a).Moment en travée

$$M(x) = Mo(x) + Mg \times (1 - X/L) + Md \times X/L ; Mo(x) = Pu \times X/2 \times (1 - X)$$

$$X = \frac{L}{2} - Mg - Md/pu \times Li$$

b).En appuis

$$Ma = \frac{-Pu \times l^3 + Pd \times ld^3}{8,5 \times (l'g + l'd)}$$

Tel que :

- ✓ L'_g et L'_d : longueurs fictives.
- ✓ q_g et q_d : charge réparties sur les 2 travées encadrant l'appui considéré

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{travée Intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

L'effort tranchant :

$$V = \frac{Pu \times Li}{2} + \frac{Md - Mg}{Li}$$

NB : Si l'une des 3 autres conditions de la Méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot minorée ou il suffit de remplacer la charge G par 2/3 G dans le calcul des moments sur appuis

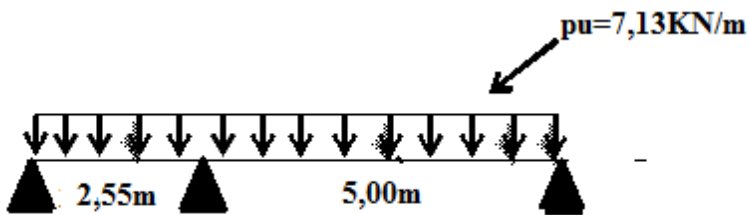
A) les différents types des poutrelles

types	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	

Tableau III.1. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

Type de planchers	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	pu(KN/ml)	Ps(KN/ml)
Plancher terrasse accessible (20+4)	7,14	1,5	7,13	5,186
Plancher étage courant usage d'habitation (20+4)	5,66	1,5	5,93	4,30
Plancher étage courant usage bureaux (20+4)	5,66	2,5	6,83	4,89

Calcul des sollicitations dans la poutrelle de l'étage courant type 3



$$L_i / L_{i+1} = 5 / 2,55 = 1,96$$

$0,8 < 1,25 < 1,96$ Condition non vérifiée.

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G ; G' = \frac{2}{3} \times 5,66 = 3,77 \text{ KN/m}^2$$

$$1Pu = (1,35G + 1,5Q) \times 0,6 = 4,4 \text{ KN}$$

□ □ **Moments aux appuis**

appuis	Mu	Ms	Vu
A	-2,78	-2,09	3,531
B	-9,79	-6,979	16,894
C	-2,78	-2,01	-12,894

□ □ **Moments en travée :**

Travée	X	Mtu	Mts
AB	1,26	0,261	-0,61
BC	2,21	12,874	9,35

Tableau III.2. Sollicitations max des poutrelles de tous les étages

NIVEAUX	Sollicitation les plus défavorables						
	ELU				ELS		
	Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{int} (KN.m)	Mt (KN.M)	V (KN)	Ma ^{rive} (KN.m)	Ma ^{int} (KN.m)	Mt (KN.M)
Terrasse accessible	-3,34	-11,484	20,129	20,129	-2,43	-8,285	11,359
étage courant usage d'habitation	-2,78	-9,79	12,874	16,787	-2,09	-6,979	9,35
Etage courant usage bureaux	-3,2	-11,704	14,54	19,428	-2,29	-8,303	10,646

+

III.1.3 Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul étage courant

$$\left\{ \begin{array}{l} Mt = 20,129 \text{ KN.M} \\ Ma^{\text{rive}} = -2,78 \\ Ma^{\text{int}} = -9,79 \\ V = 16,789 \end{array} \right.$$

➤ **En travée:**

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

□ □ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de Compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

□ □ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,6 \times 0,04 (0,22 - 0,04/2) = 0,06816 \text{ Mn.m} = 68,16 \text{ KN.m}$$

$M_t^u < M_{tu} \rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$u_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,01287}{14,2 \times 0,6 \times 0,22^2} = 0,0321 < 0,186 \text{ donc pivot A}$$

$$\square \square \square \square \square \square \square \square \square z = 0,216 ; A_t = 1,7 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{t_{\min}} = 0,23 \times b \times d \times t_{28} / f_e = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$1,59 \text{ cm}^2 < 1,7 \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

• **Appui intermédiaire**

u_{bu}

$$= 0,04 ; \alpha = 0,14 ; Z = 0,20 A = 1,38 \text{ cm}^2$$

Appui de rive

$$u_{bu} = 0,04 ; \alpha = 0,051 ; Z = 0,21 A = 0,38$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{t_{\min}} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,26 \text{Condition vérifiée}$$

• **Le choix de ferraillage**

- En travée : 3HA10 = 2,36
- En appui intermédiaire : 2HA10 = 1,57
- En appui de rive : 1HA10 = 0,78

Vérifications à ELU :

• **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_u = V_u^{\max} / b \times d \leq \sigma_{u} \rightarrow \sigma_u = 0,72 \text{ MPa}$$

□ □ □ □ □ □ □ □ □ □ MPa donc (Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

Ferraillage transversal :

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \} \Phi_L : \text{diamètre minimale des armatures longitudinale } (\Phi_L = 8 \text{ mm}). \Phi_t \leq \min \{ 200 / 35, 12 / 10, 8 \} = 5,71 \text{ mm}$$

On adopte un étrier **Φ6**.

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\Phi6 = 0,57 \text{ cm}^2$.

• **Espacement S_t :**

L'espacement des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les

conditions suivantes:

- 1). $St \geq \min(0.9d, 40cm) \geq 19,8$
- 2). $\frac{At \times fe}{0.4 \times bo} = 50 \text{ cm}$
- 3). $\frac{0.8 \times At \times fe}{bo(tu - 0.3 \times ft28)} = 55,36$

Donc $st = 15 \text{ cm}$

Tableau III.3. Ferrailage des poutrelles de tous les étages

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES			ARMATURES TRANSVERSALES (cm ²)
		La section calculée Cm ²	La section adoptée Cm ²	A _{min} Cm ²	
Terrasse accessible	Appuis de rive	0,44	0,78 1HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,67	1,92= 1HA12+ 1HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Travée	2,07	2,36 = 3HA10	1,7	2HA6 = 0,57
Plancher étage courant usage d'habitation	Appuis de rive	0,38	0,78= 1HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,38	1,57= 2HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Travée	1,71	2,36= 3HA10	1,7	2HA6 = 0,57
Plancher étage courant usage de bureaux	Appuis de rive	0,42	0,78= 1HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,68	1,92= 1HA12+ HA10	0,265	2HA6 = 0,57
	Travée	2,07	2,36= 3HA10	1,7	2HA6 = 0,57

III.1.4) Vérification de ELU et ELS

a) Vérification du cisaillement a la jonction table nervure :

$$\tau = \frac{V_u}{b_1 \times v_u} / 0,9 \times b \times h_0 \times d \leq \tau_{Rd} \quad ; b_1 = b - b_0 / 2 = 25 \text{ cm}$$

$$\tau = 1,93 \text{ MPa} < 3,33 \text{ donc pas de risque de rupture a la jonction table nervure}$$

b- Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant V_u

Appui de de rive

$$AL^{\min} \geq \gamma_s \times v_u / f_e \rightarrow AL^{\min} \geq 1,15/400 = 0,02019$$

Appui intermédiaire

$$AL^{\min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (v_u + M^{\text{int}}/0,9d)$$

AL = -1,42 pas vérification à faire au niveau du appui intermédiaire car effort négligeable

c- Vérification de la compression de la bielle du béton

$$\sigma_{bc} = 2 \times v_u / a \times b_0 \quad \sigma_{bc} \text{ avec } a = \min(0,9d ; 40-h_0) \quad a = 19,8 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_c \rightarrow 20,129 < 132,165 \text{ KN}$$

Pour étage usage bureaux 20

→ Pas de risque d'écrasement de la bielle

D) • Vérifications à l'ELS

Les vérifications concernées sont les suivantes :

- Ouvertures des fissures (les contraintes)
- Déformations (flèche)

a- Vérification des contraintes

➤ **En travée**

$$\text{Position de l'axe neutre (H) : } H = b_0 \times H_0 - 15(d - h_0) = -1,572$$

$H < 0$ l'axe neutre passe par la nervure, vérification d'une section en T.

$$Y = \frac{b_0}{2} y^2 + (15 \times A + (b - b_0) \times h_0) \times y - 15A \times (b - b_0) \frac{h_0}{2} = 0$$

$$Y = 4,56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \times (y - h_0)^2 \times 15A \times d \times (d - y)^2 = 12669,6 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = M^{\text{ser}} / I \times Y = 4,11 \text{ MPa}$$

Appui intermédiaire :

$$Y = 8,09 \text{ cm ; } I = 14037,45 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 6,55 \text{ MPa}$$

La condition vérifiée

III.1.5) Vérification de la flèche

➤ **Conditions de la vérification de la flèche**

Données : L = 5m ; M^{ser} = 9,35KN.m ; Mo^{ser} = 13,425KN.m

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

1) $h \geq \frac{Mt}{15M_0} \times 15 \rightarrow 0,24 \geq 0,23$ la condition vérifiée

2) $A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} \rightarrow 2,36 \leq 1,98$ la condition n’pas vérifiée

3) $L < 8$ la condition vérifiée

Puisque la deuxième condition n’pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait fissure,...).

$\Delta f \leq f$; $L \leq 5m$; $f = L/500 = 5/500 = 10mm$

$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots \dots \dots \dots \dots$ **BAEL91 révisé**

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$j = G - \text{Grevêtement} = 4,42 \text{ KN/m}$; $M_j = W \times j \times l_0 / L^2 = 6,24 \text{ KN.m}$

$g = G + \text{Grevêtement} = 5,66 \text{ KN/m}$; $M_g = W \times g \times l_0 / L^2 = 7,95 \text{ KN.m}$

$P = Q + G = 7,16 \text{ KNm}$; $M_p = w \times p \times l_0 \times L^2 = 10,06 \text{ KN.m}$

a) La vérification de la flèche pour étage usage habitation

ρ	λ_i	λ_v	$\sigma_{st}^j \text{ MPa}$	$\sigma_{st}^g \text{ MPa}$	$\sigma_{st}^p \text{ MPa}$
0,01072	3,91	1,566	126,42	161,88	204,78
μ_j	μ_g	μ_p	I0	Y(cm)	I (cm ⁴)
0,670	0,73	0,78	72660,1	4,48	12677,4
F _{ji} mm	F _{gv} mm	F _{gi} mm	F _{pi} mm	Δf mm	F (mm)
3,650	8,3026	4,983	6,619	6,287	10

$\Delta f < f \Rightarrow 6.287 < 10$ mm Donc la condition de la flèche est vérifier.

b) La vérification de la flèche pour étage usage bureaux

ρ	λ_i	λ_v	$\sigma_{st}^j \text{ MPa}$	$\sigma_{st}^g \text{ MPa}$	$\sigma_{st}^p \text{ MPa}$
0,010	3,91	1,56	123,04	157,56	227,16
μ_j	μ_g	μ_p	I0	Y(cm)	I (cm ⁴)
0,66	0,72	0,8	72660	4,81	12677
F _{ji} mm	F _{gv} mm	F _{gi} mm	F _{pi} mm	Δf mm	$f=L/500$

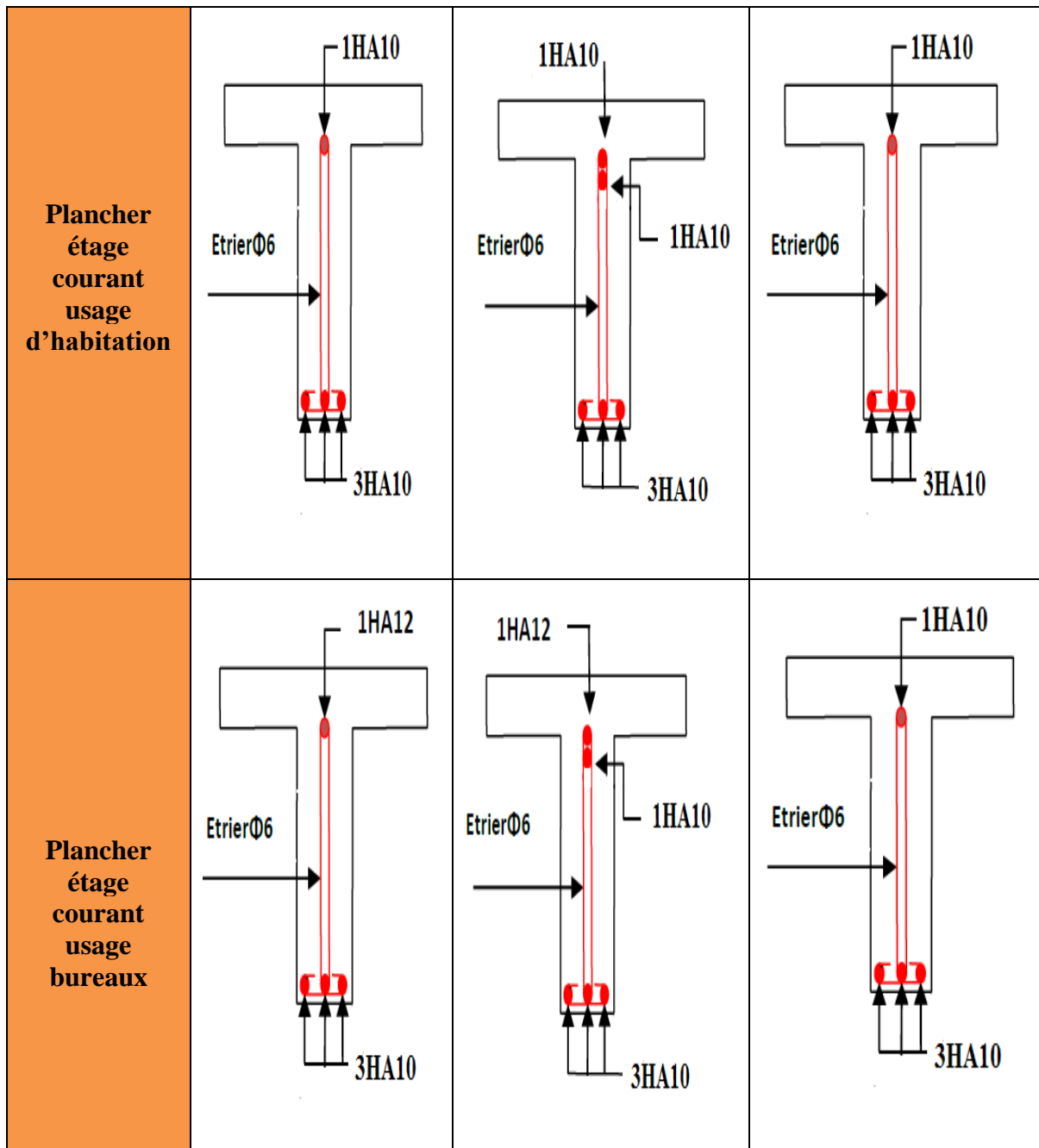
					mm
3,52	8,04	4,82	7,47	7,17	10

c) La vérification de la flèche pour Terrasse accessible

ρ	λ_i	λ_v	σ_{st}^j MPa	σ_{st}^g MPa	σ_{st}^p (MPa)
0,011	3,915	1,566	126,42	240,21	247,122
μ_j	μ_g	μ_p	I0 (cm ⁴)	Y(cm)	I (cm ⁴)
0,67	0,78	0,81	72660	4,81	12677
F _{ji} mm	F _{gv} mm	F _{gi} mm	F _{pi} mm	Δf mm	$f=L/500$ mm
3,65	10,84	6,59	8,24	8,84	10

$\Delta f < f \Rightarrow 8,84 < 10$ mm Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse inaccessible			



Schémas de ferrailage des différentes poutrelles

III.2. Dalles pleines :

III.2.1. Introduction :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur **12cm** et

qu'ils sont définis en un seul type :

Dalle sur trois appuis.

On appelle :

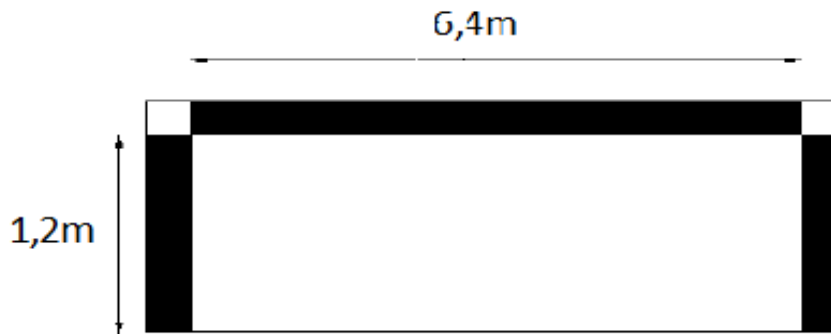


FIG. III.6. Dalle sur 3 appuis

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

III.2.2) Evaluation des charges :

a) **A L'ELU :**

$$G = 5,56 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = (1.35G + 1.5Q) ; P_s = 5,56 + 2,5 = 8,06 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 11,256 \text{ KN/m}^2$$

b) **A L'ELS :**

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 5,56 + 2,5 = 8,06 \text{ KN/m}^2$$

III.2.3) Calcul des sollicitations :

$$L_x \leq l_y/2 \rightarrow \begin{cases} M_o = p \times l_x^3 / 6 \\ M_o = p \times l_x^2 / 2 \times l_y - 2/3 P \times L^3 \end{cases}$$

Donc : $Moy^u = 3,24 \text{ KN.m}$; $Mox^u = 38,89 \text{ KN.m}$; $Mox^s = 24,39 \text{ KN.m}$; $Moy = 2,03 \text{ KN.m}$

a) Moments en travée :

Elu :

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 33,05 \text{ KN.m}$$

$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 2,75 \text{KN.m}$

Els :

$M_{tx} = 20,73 \text{KN.m} ; M_{ty} = 1,725 \text{KN.m}$

b) En appuis :

Elu :

$M_{ax} = -0,5 M_{ox} = -15,556 \text{KN.m} ; M_{ay} = -0,3 M_{ox} = -11,66 \text{KN.m}$

ELS :

$M_{ax} = 9,756 \text{KN.m} ; M_{ay} = 0,812 \text{KN.m}$

III.2.4) Ferrailage:

En travée

Selon lx :

$u_{bu} = 0,237 ; \alpha = 0,232 ; z = 0,33 ; A = 10,97 \text{cm}^2$

Selon ly : $u_{bu} = 0,01939 ; \alpha = 0,024 ; z = 0,099 ; A = 0,8 \text{cm}^2$

En appuis :

Selon lx : $u_{bu} = 0,109 ; \alpha = 0,145 ; z = 0,024 ; A = 4,74 \text{cm}^2$

Selon ly : $u_{bu} = 0,082 ; \alpha = 0,105 ; z = 0,095 ; A = 0,374 \text{cm}^2$

Vérification des valeurs minimales :

$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_t / f_e = 1,4 \text{cm}^2/\text{ml}$

C) Le choix du ferrailage :

Selon lx :

En travée : $5\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 11,09 \text{cm}^2$

En appuis : $3\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 4,96 \text{cm}^2$

Selon ly

En travée

Amin > Acal..... condition non vérifiée

On adopte $4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

Amin > Acal..... condition non vérifiée

On adopte $4\text{HA}8 = 2,01 \text{cm}^2/\text{ml}$

III.2.4) LES Vérifications

1) A l'ELU :

a) Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = (p_u \times l_x) / 2 \times (l_y^4 / (l_y^4 + l_x^4))$

$$V_u = 6,74 \text{ kN}$$

$$\sigma_u = v_u / b \times d \leq \sigma_{c28} \times f_{c28} / \sigma_b$$

0,0674 ≤ 1,16 MPa la condition vérifiée.

b) Vérification de l'adhérence des barres (Art A6.1.3/BAEL 91)

On vérifie que : $\sigma_{su} = v_u / (0,9d \times \sum u_i) \leq \sigma_{su}$

$\sum U_i$: La somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = (3 \times 0,0175 \times \pi \times 0,0175) \text{ m}$$

σ_{su} : Contrainte limite d'adhérence

$0,6 \times \sigma_{t28}$ tel que $\sigma_{t28} = 235 \text{ MPa}$ Pour les aciers HA

$$\sigma_{su} = 0,6 \times 235 = 141 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{su} = 6,74 \times 10^{-3} / (0,9 \times 0,1 \times 0,34854) = 0,214 \text{ MPa}$$

$\sigma_{su} < \sigma_{su} \dots \dots \dots$ C'est vérifié

2) À L'ELS :

la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} / I \times y \rightarrow M_{ser} = 20,73 \text{ kN.m}$$

Calcul de I et y

$$y \rightarrow b/2 y + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$$

$$I = b \times \frac{y^3}{3} + 15 A_s (d - y)^2$$

$$\text{Donc : } y = 4,33 \text{ cm ; } I = 6701,01 \text{ cm}^4 ; \sigma_{bc} = 13,39 \text{ MPa}$$

$L < 8$ la condition vérifiée

La fissuration est peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

III.2.6) Vérification des flèches

Selon l_x :

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

- 1) $h_t / l \geq M_t / 10 \times M_o \rightarrow 0,1 \geq 0,085 \dots \dots$ la condition vérifiée
- 2) $\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2 / f_e \rightarrow 0,01109 \geq 0,0105 \dots \dots$ la condition n'est pas vérifiée
- 3) $L < 8 \dots \dots$ la condition vérifiée

Selon l_y :

Pour se dispenser du calcul de la flèche on vérifie :

- 1) $h_t / l \geq M_t / 10 \times M_o \rightarrow 0,01875 \geq 0,085 \dots \dots$ la condition n'est pas vérifiée
- 2) $\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2 / f_e \rightarrow 4,96 \times 10^{-4} \geq 0,0105 \dots \dots$ la condition vérifiée
- 3) $L < 8 \dots \dots$ la condition vérifiée

Puisque la condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire (selon l_x et l_y)

Selon lx :

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait fissure,...).

$\Delta f \leq f ; L \leq 5m ; f = L/500 = 120/500 = 2,4mm$

$\Delta f = (fgv - fji) + (fpi - fgi) \dots \dots \dots \dots \dots$ **BAEL91 révisé**

Vérification de la flèche :

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$j = G - G \text{ revêtement} = 4 \text{ KN/m} ; M_j = 0,88 \text{ KN.m}$

$g = G + G \text{ revêtement} = 5,56 \text{ KN/m} = 1.08 \text{ KN.m}$

$P = Q + G = 8.06 \text{ KN.m} ; M_p = 1,9 \text{ KN.m}$

Selon Lx :

Tableau III.4. Le calcul du dans les différents types

ρ	λ_i	λ_v	σ_{st}^j MPa	σ_{st}^g MPa	σ_{st}^p MPa
0,011	1,89	0,75	92,90	172,81	249,60
μ_j	μ_g	μ_p	I0	Y(cm)	I (cm ⁴)
0,4	0,622	0,72	17061,6	8054,01	4,33
Fji mm	Fgv mm	Fgi mm	Fpi mm	Δf mm	(mm)
0,369	1,7	0,84	1,32	1,81	2,4

$\Delta f < f \Rightarrow 1,81 < 2,4 \text{ mm}$ Donc la condition de la flèche est vérifiée.

Selon Ly :

Δf : La flèche à calculer selon le BAEL en considérant les propriétés du béton armé (retrait fissure,...).

$\Delta f \leq f ; L \leq 5m ; f = L/500 = 120/500 = 2,4mm$

$\Delta f = (fgv - fji) + (fpi - fgi) \dots \dots \dots \dots \dots$ **BAEL91 révisé**

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$j = G - G \text{ revêtement} = 4 \text{ KN/m} ; M_j = 0, 72 \text{ KN.m}$

$g = G + G \text{ revêtement} = 5,56 \text{ KN/m} = 1.008 \text{ KN.m}$

$P = Q + G = 7.06 \text{ KN.m} ; M_p = 1,4508.$

Tableau III.6. Le calcul du la flèche dans les déférents types

ρ	λ_i	λ_v	σ_{st}^j MPa	σ_{st}^g MPa	σ_{st}^p MPa
0,0049	4,23	1,69	16,56	30,7	44,5
μ_j	μ_g	μ_p	I0	Y(cm)	I (cm ⁴)
0	0	0	0,000155	3,31	4532 ,43
Fji mm	Fgv mm	Fgi mm	Fpi mm	Δf mm	f (mm)
0,54	3,004	1,001	1,45	2,91	11,4

$\Delta f < f \Rightarrow 2,91 < 11,4$ mm Donc la condition de la flèche est vérifier

Tableau III.7. Sollicitations des dalles pleines

	M _{ox}	M _{oy}	M _{tx}	M _{ty}	M _{ax}	M _{ay}
Type2	8,3	7,3	6,23	5,53	4,1	3 ,6
Type3	0,89	0,79	0,66	0,6	0,44	0,39

Tableau III.8 calcul du ferrailage à l'ELU dans les déférents types

	La position	u_{bu}	α	z (cm)	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	Adopté	Espacement (cm)
Type2	Appuis(x)	0,0203	0,0257	0,118	1,005	0,96	4HA8	25
	Appuis(y)	0,018	0,022	0,117	0,89	0,96	4HA8	25
	Travée (x)	0,030	0,038	0,118	1,51	0,96	4HA8	25
	Travée (y)	0,0271	0,034	0,1183	1,34	0,96	4HA8	25
Type3	Appuis(x)	0,021	0,027	0,110	1,078	1,144	4HA8	25
	Appuis(y)	0,019	0,024	0,118	0,95	1,12	4HA8	25
	Travée (x)	0,032	0,41	0,119	1,62	1,144	4HA8	25
	Travée (y)	0,029	0,036	0,118	1,44	1,12	4HA8	25

Tableau III.9Vérification de l'effort tranchant et des contraintes :

	V _x	V _y	τ_x (MPa)	τ_y (Mpa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Condition
Type2	16,65	17,73	0,140	1,25	2,5MPa	vérifiée
Type3	1,78	1,90	0,15	1,25	2 ,5	vérifiée

	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
Type2	12,4	3,8	7880,1	6,03	15	Vérifiée
Type3	5,59	4,29	9765	2,46	15	Vérifiée

Tableau III.10 Vérification de la flèche

	Fji mm	Fgv mm	Fgi mm	Fpi mm
Type 2	0,0274	0,1144	0,03844	0,048099
Type 3	1,631	0,3911	0,68557	0,5434

$$\Delta f < f \Rightarrow 0,096 < 4,88 \text{ mm}$$

$$\Delta f < f \Rightarrow 1,39 < 7,58 \text{ mm}$$

La condition de la flèche est vérifiée pour deux types

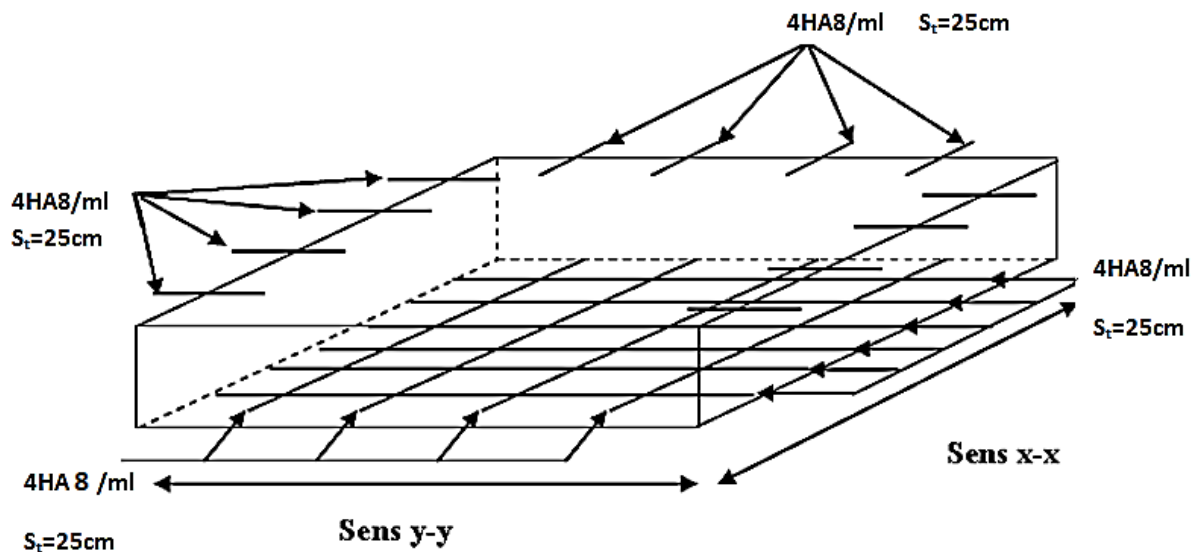


FIG. III.7. Schéma de ferrailage de la dalle sur 2 appuis

III.3. Etude des escaliers

a) III. 3. 1. Escalier type 1 :

$$- \text{ La volée : } \begin{cases} Gv = 10.08 \text{ kn/m}^2 \\ Qv = 3.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases} \quad - \text{ Le palier : } \begin{cases} Gp = 6.56 \text{ kn/m}^2 \\ Qp = 3.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$$

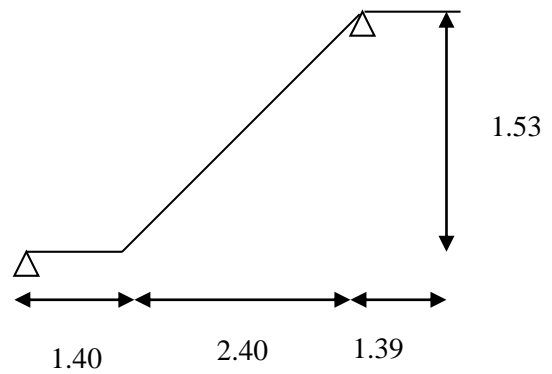
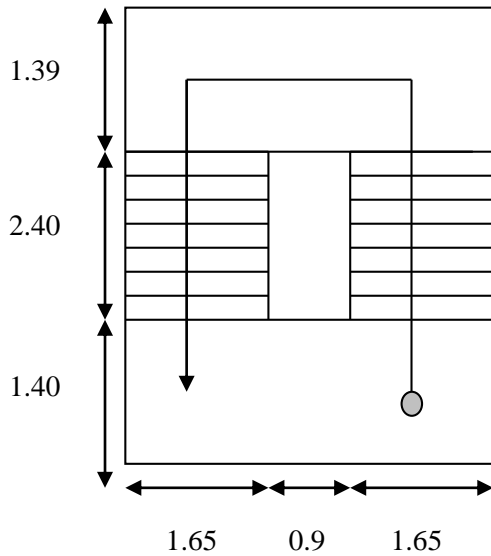
Avec

G_v : Charge permanente de la volée
palier

G_p : Charge permanente du

Q_v : Charge variable de la volée

Q_p : Charge variable du



2^{ème} type d'escalier
Étage courant

ELU :

$$q_v = 1.5Q_v + 1.35G_v = (1.5 \times 3.5 + 1.35 \times 10.08) \times 1 = 18.85 \text{ kn/ml} \Rightarrow q_v = 18.85 \text{ kn/ml}$$

$$q_p = 1.5 Q_p + 1.35Q_p = (1.5 \times 3.5 + 1.35 \times 6.56) \times 1 = 14.10 \text{ kn/ml}$$

$$\Rightarrow q_p = 14.10 \text{ kn/ml}$$

ELS :

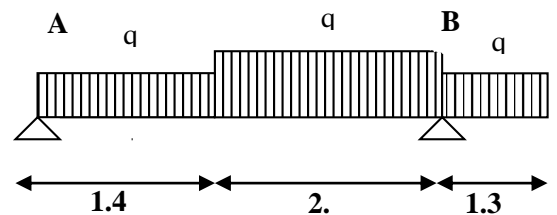
$$q_v = Q_v + G_v \quad q_v = 1.5 Q_v + 1.35G_v$$

$$\Rightarrow q_v = (3.5 + 10.08) \times 1 = 13.58 \text{ kn/ml} \times + . =$$

$$q_v = 13.58 \text{ kn/ml}$$

$$q_p = Q_p + G_p$$

$$\Rightarrow q_p = 3.5 + 6.56 = 10.06 \text{ kn/ml}$$



III.3.2 Moments et efforts tranchants :

a.1) l'ELU :

Par la méthode de la RDM on trouve :

$$R_A = 26.76 \text{ kn}$$

$$R_B = 57.71 \text{ kn}$$

$$M_t^{\max} = 19.97 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 13.64 \text{ Kn.m}$$

$$V^{\max} = 32.49 \text{ kn}$$

a-2) l'ELS :

Après calcul on trouve :

$$R_A = 53.03 \text{ kn}$$

$$R_B = 13.43 \text{ kn}$$

$$M_t^{\max} = 9.95 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 24.27 \text{ kn.m}$$

$$V^{\max} = 23.68 \text{ kn}$$

III.3.3. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (b x h).

Avec :

En travée: $M_t = 13.93 \text{ KN.m}$

En appuis: $M_a = -33.14 \text{ KN.m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{b = 100cm.} \\ \mathbf{d = 18cm.} \\ \mathbf{h = 20cm.} \end{array} \right.$$

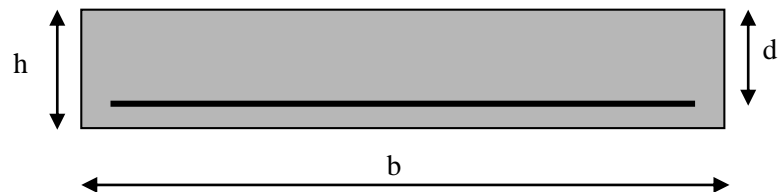


Fig. III.12 : Section à ferrailier

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau ci-dessous:

Tableau III.11: Résumé des résultats de ferrailage.

	$M \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	$A_{Adopté}$ (cm ² /ml)
En travée	19,97	0.0434	0.055	0.1782	3.26	5T10=3.93
En appuis	13,62	0.0296	0.0375	0.1732	2.50	4T10=3,14

III.3.3.4. Calcul des Armatures de Réparations :

- En travée :

$$A_R = \frac{At}{4} \Rightarrow A_R = 0.982 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4 ϕ 8 avec $A_R = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- En appui :

$$A_R = \frac{Aa}{4} \Rightarrow A_R = 1.412 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : 4 ϕ 8 avec $A_R = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (Choisir)

Calcul de l'écartement des barres :

Armatures longitudinales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq (3 \times h; 33) \text{ cm}$

Armatures transversales : $S_t = 20 \text{ cm} \leq (4 \times h; 45) \text{ cm}$

III.3.3. 5 Vérification à l'ELU et à l'ELS :

a) Vérification à l'ELU :

a-1) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1 / 400 = 2.173 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

On a : $A > A_{min}$ **Condition vérifiée.**

a-2) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}) = 2.17 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{32.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.180 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.17 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

a-3) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit d'abord vérifier la condition suivante :

$$A_l > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \quad (1) \quad (\text{art A.5.1.3.2.1}) [3]$$

$$A_l = 3.93 + 2.51 = 6.44 \text{ cm}^2$$

$$(V_u - \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (32.49 \times 10^{-3} - \frac{13.93 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) \times \frac{1.15}{400} =$$

$$(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (30.74 \times 10^{-3} - \frac{8.16 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.14}) \times \frac{1.15}{400} = -0.0001 \text{ m}^2$$

Donc la condition (1) est vérifiée.

b) Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

b.1) Vérification de l'état limite de compression du béton :

Si la condition $\alpha = \frac{y}{d} \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{t28}}{100}$ est vérifiée donc pas de vérification à l'état limite de compression du béton

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_U}{M_{ser}}$$

$$M_{SER} = \begin{cases} \text{travée} = 9.95 \text{ kn.m} \\ \text{Appui} = 24.27 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1.4$$

$$\alpha = \frac{\gamma}{d} = 0.077$$

$$\alpha = \frac{y}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{t28}}{100} = \frac{1.4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45$$

$\alpha = 0.077 > 0.45$ $\alpha = 0.47 > 0.443$ donc la vérification à l'état limite de compression du béton est nécessaire.

✓ Vérification de l'état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$50 \times y^2 + 58.95 \times y - 943.2 = 0$$

$$y = 3.794 \text{ cm}$$

$$I = 7961.285 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{12.55 \times 10^{-3}}{7961.285 \times 10^{-8}} \times 0.03794 = 5.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$y = 4.74 \text{ cm}$$

$$I = 18451.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.95 \times 10^{-3}}{18451.3 \times 10^{-8}} = 2.556 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.98 < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

III.3.3. 6 Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq 3/80 ; 0,0384 \geq 0,0375 \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} ; 0,0384 \geq 0,0375 \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{2,4}{f_e} \quad (3)$$

(1) : condition vérifiée.

(2) : condition vérifiée.

(3) : condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

b) III. 3. Escalier type 2

La volée : $\begin{cases} Gv = 10.35 \text{ kn/m}^2 \\ Qv = 3.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$ - Le palier : $\begin{cases} Gp = 7,06 \text{ kn/m}^2 \\ Qp = 3.5 \text{ kn/m}^2 \end{cases}$

ELU

$$qv = 1.5Qv + 1.35Gv = (1.5 \times 3.5 + 1.35 \times 10.35) \times 1 = 19,22 \text{ kn/ml} \quad \Rightarrow qv = 19,22 \text{ kn/ml}$$

$$qp = 1.5 Qp + 1.35Gp = (1.5 \times 3.5 + 1.35 \times 7,06) \times 1 = 14.78 \text{ kn/ml}$$

$$\Rightarrow qp = 14.78 \text{ kn/ml}$$

ELS

$$qv = 1.5Qv + 1.35Gv = (1.5 \times 3.5 + 1.35 \times 10.08) \times 1 = 13.85 \text{ kn/ml}$$

$$qv = 13.85 \text{ kn/ml}$$

$$qp = Qp + Gp$$

$$\Rightarrow qp = 3.5 + 6.56 = 10.56 \text{ kn/ml}$$

Tableau III.12 Résumé des résultats de ferrailage.

Mt_{max} (KN.m)	V(KN)	A (cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopté}(cm²)	espacement
31,95	46,02	4,72	2,41	5HA12=5,65	20cm
M_{amax} (KN.m)	A(cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adopté}(cm²)	espacement	M_{amax}^s(KN.m)

21,3	3,12	2,41	4HA10=3,9	25cm	15,025
M_{max}^s(KN.m)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Condition
22,53	5,03	23235	6,12	15	vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation :

$e/L = 0,0379 < \max [3/80 ; Mt/20M0] = 0,0375 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

$= 0,0034 < 0,005 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc la vérification de la flèche n'pas nécessaire.

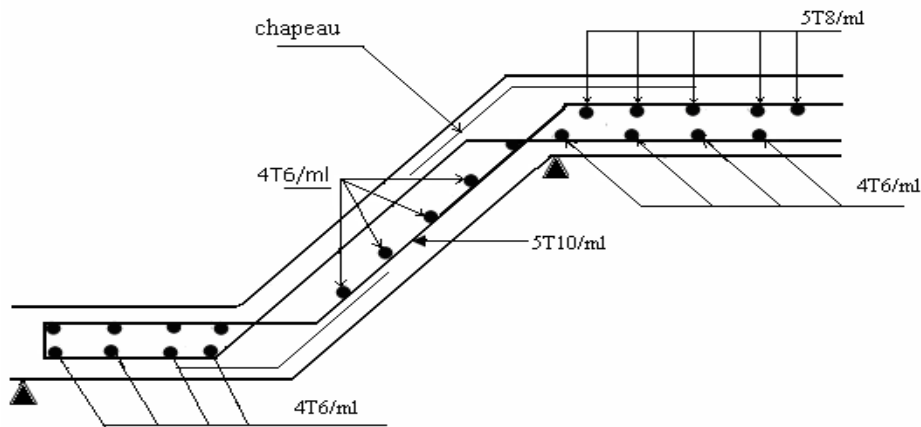


Schéma de ferrailage de l'escalier

III.6.2 Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.[4]

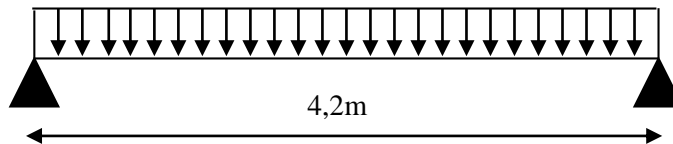


Figure III.24.Schéma statique du la poutre palière

III.6.2.1 Dimensionnement [1]:

$L_{max} = 420cm$

$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 28 \leq h \leq 42$

$b \geq 20cm$
 $h \geq 30cm$ (RPA.VII.7.5) On prend : $h = 35cm ; b = 30cm$

$$0.25 \leq \frac{h}{b} \leq 4$$

III.6.2.2 Les sollicitations de la poutre palière

✓ **Les charges sur la poutre :** [4]

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0,30 \times 0,35) \times 25 = 2.62 \text{ KN / m}$$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui au point A

$$\text{ELU : } R_B = 65.234 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_B = 57.71 \text{ KN}$$

Les sollicitations :

$$P_u = 1,35(g_0) + R_a = 68,767 \text{ kn}$$

$$M_t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 50,54 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 101,299 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 144,4 \text{ KN}$$

III.6.2.3 Calcul de la section d'armature a la flexion simple

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 33 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.13. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$
Travée	50,54	0,103	0.14	0.131	4,63
Appui	-101.01	0.218	0,311	0.28	10.04

Exigence du RPA Art7.5.2.1 $A_{min} = 0,5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2 < A$

Soit on travée : **5HA12= 5,56 cm²**

Soit on appui : **5HA16=10,05cm²**

III.6.2.4 Vérification à l'ELU

❖ **l'effort tranchant**

$$V_u = 144,4 \text{ KN} \Rightarrow \left\{ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{144,4 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 1,504 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau^{adm} = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa} \text{ C'est vérifiée}$$

on prend $s_t = 15$

Calcul des armatures transversales à la flexion simple

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 10\text{mm}$$

✓ **En travée:**

$$A_t \geq b \times S_t \times \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}{0,8 \times f_e} = \frac{0,30 \times 0,15 \times (1,51 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400}$$

$$A_t \geq 1,65\text{cm}^2.$$

D'après le RPA (7.5.2.2) $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,35\text{cm}^2$

On adopte un cadre de **4HA8=2,01 cm²** avec un espacement $S_t=15\text{ cm}$

En appuis :

$$A_t \geq b \times S_t \times \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{tj})}{0,8 \times f_e} = \frac{0,30 \times 0,15 \times (1,8 - 0,3 \times 2,1)}{0,8 \times 400}$$

$$A_t \geq 1,65\text{cm}^2$$

D'après le RPA (7.5.2.2) $A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,9\text{cm}^2$

On adopte des cadre de **4HA8=2,01cm²** avec un espacement $S_t=15\text{cm}$

III.6.2.5 Vérifications à L'ELS

$q_s = 4 + 57,71 = 61,33\text{ KN/m}$

$M_{T\text{ ser}} = 45,34\text{ KN.m}$

$M_{a\text{ ser}} = -90,68\text{ KN.m}$

✓ **Etats limite de compression de béton :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.14. Résultats de calcul des contraintes de béton

	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
Travées	43,34	11,8	38258,22	12,68	15
Appuis	-88,68	14,02	47144,78	20,2	15

La contrainte de béton en appuis n'pas vérifiée.

Donc on augmente la section de béton a (40*40)

$b = 30\text{cm}$ $h = 40\text{cm}$ $d = 38\text{cm}$ $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$ $f_e = 400\text{Mpa}$

Tableau III.15 Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$
Travée	52.13	0.0622	0.08	0.36	4,07
Appui	-104,27	0.15	0,2	0.36	8,4

Exigence du RPA Art7.5.2.1 $A_{min} = 0,5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 8cm^2 < A$

Soit on travée : **3HA14= 4,62cm²**

Soit on appui : **6HA14=9,24cm²**

Tableau III.15 Vérification à l'ELU l'effort tranchant

V_U (KN)	τ_u (MPa)	τ^{adm} (MPa)	condition
145 ,99	1,21	3,33	vérifiée
St (cm)	At ^t (cm ²)	At ^a (cm ²)	A adopté
15	0,81	0,81	2HA8=1,01
			2HA8=1,01

Etats limite de compression de béton :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 Vérification des contraintes a L'ELS

	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)
Travées	45.34	9,8	67657	6,61	15
Appuis	90.71	13,12	115907	10,27	15

Etat limite de déformation :

Les deux conditions sont vérifier implique qu'il y a pas lieu d'évalué la flèche.[3]

$$h \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0} \right) \times l \dots \text{Vérifiée} \quad A_s < \frac{4.2 \times d \times b_0}{f_e} \dots \text{Vérifiée}$$

III.6.2.5.1 Calcul du moment de torsion :

$$M^{torsions} = -M_B \times l/2 = 44,73 \text{KN.m}$$

Selon le BAEL91, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule $\tau_u = \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \cdot e}$

e = épaisseur de la paroi.

M_u : Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée

Ω : Air du contour tracer ami épaisseur

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) \phi = \min (b; h)$$

$$.e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6.67 \text{ cm} \rightarrow \Omega = (40-6.67) \times (40-6.67) = 1225 \text{ cm}^2$$

III.6.2.2.2 Armature longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_u}{2 \times \Omega \times f_e} ; \quad \text{Avec } U : \text{périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(40 - 6.67) + (40 - 6.67)] = 140$$

$$A_l = \frac{44,73 \times 140}{2 \times 1225 \times 400} \times 10^3 = 6,39 \text{ cm}$$

Section d'armatures finale

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 8,01 + \frac{6}{2} \Rightarrow A^t = 7,815$

Soit : $A^t = 6\text{HA}14 = 8,04$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 9,24 + \frac{6,39}{2} \Rightarrow A^a = 12,42 \text{ cm}^2$ Soit :

$A^a = 6\text{HA}16 = 13,73 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$

On a $V_{\max} = 81.66 \text{ KN} ; \tau_{flexion} = 1,21 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{145,99 \times 10^{-3}}{2 \times 1,225 \times 0.05} = 1,19 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 1,7 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = \min (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MP}$

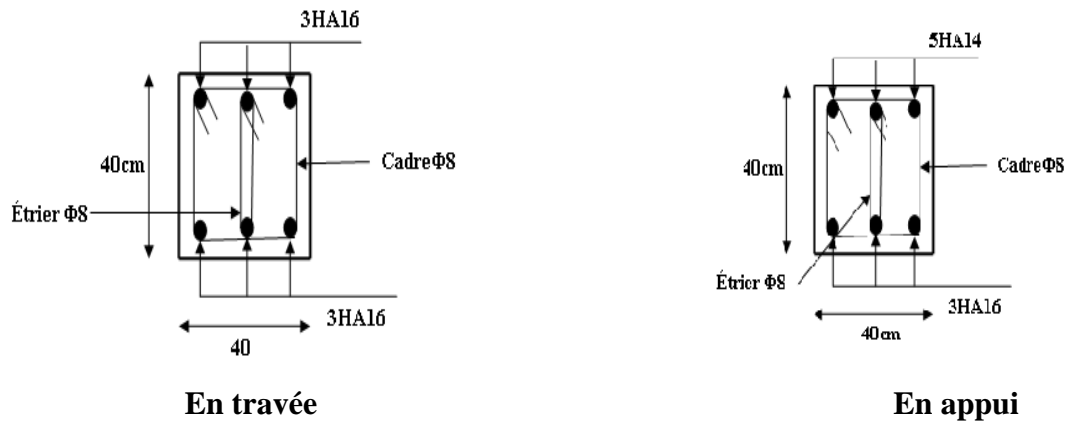


Figure III.25.Schéma de ferrailage de la poutre palière (palier de départ)

III.4. ETUDE DE L'ACROTÈRE

- **Hypothèse de calcul**

L'acrotère est sollicité en flexion composée.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

Le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

On a les données suivantes :

- **Evaluation des charges :**

$$S = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 0.0985m$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_1 = 25 \times 0.0985 = 2.4625KN/ml$$

– Poids des enduits de ciments intérieur (e=2cm):

$$G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.1 \times 1 = 0.28KN/ml$$

– Poids des enduits de ciments extérieur(e=1.5cm)

$$G_3 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 = 0.21KN/ml$$

– Poids total :

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.462 + 0.28 + 0.21 = 2.95KN/ml$$

La charge d'exploitation $Q = 1KN$

La force sismique horizontale F_p qui est donné par la formule de RPA99 (Art 6.2.3)

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.95 = 1.42KN$$

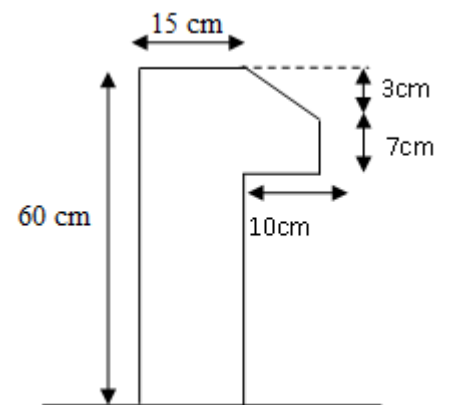


Fig.III.18.Acrotère

- Calcul des sollicitations
- Calcul du centre de pression

Tel $\sum A_i = S$: (surface de l'acrotère) que :

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

- Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2.95 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0 \text{ KN.m}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m.}$$

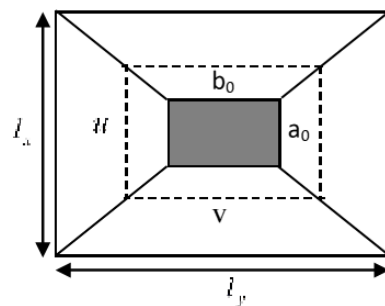
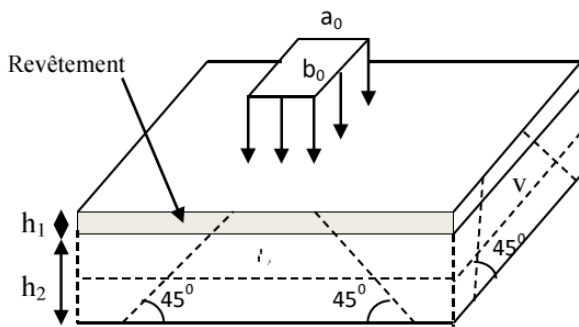
$$F_p = 1.42 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_C = 1.42 \times 0.32 \Rightarrow M_{F_p} = 0.45 \text{ KN.m.}$$

La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.17. Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	RPA99	ELU	ELS
		G+Q+E	1,35G + 1,5Q
N (KN)	2.95	3.98	2.95
M (KN)	1.05	0.9	0.6

a) Calcul de l'excentricité



$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.98} = 0.23m \\ \frac{H}{6} &= 0.1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (B.A.E.L 91 Art 4.4.1).

Pour l'excentricité selon (C.B.A Art 4.3.5).

$$e_2 = e_1 + e_a$$

e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.23 + 0.02 = 0.25m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}. \quad \text{BAEL91.}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, généralement est égal à 2.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 0.58cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 25 + 0.58 = 25.58cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 3.98 \text{ KN}$$

$$M_U = N_U \times e_t = 3.98 \times 0.2558 = 1,02 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage**

- **À l'ELU**

$$h = 15 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm};$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa};$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}.$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion

simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\Rightarrow M_{uA} = 1.02 + 3.98 \times \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right) = 1.24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.005 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d'où : $A'_s = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0065$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129$$

$$A_U = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_s} = \frac{1.24 \times 10^{-3}}{0.129 \times 348} = 0.275 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,13 \times \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_U \Rightarrow$ on adopte $A_U = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA}6 (1,12 \text{ cm}^2/\text{ml}).$$

- **Espacement**

Armatures principales : $S_t \leq 100 / 4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

Armatures de répartition : $S_t \leq 100 / 4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3 \text{ Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 \times G = 1,5 \times 2.95 = 4.43 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{4.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,034 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$\psi = 1.5$ Pour les HA

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{4.43 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 10.05 \times 10^{-2}} = 0.377 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

➤ À l'ELS :

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de la façon suivante :

- Position de l'axe neutre

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.95} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right) = 0.22 \text{ m}$$

$$\Rightarrow c = d - e_A = 0.13 - 0.22 = -0.09 \text{ m}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p^* y_c + q = 0$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \Rightarrow$$

$$P = -3 \times 0.09^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.13 - 0.09) = -0.024 \text{ m}^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \Rightarrow$$

$$q = -2 \times 0.09^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.13 - 0.09)^2 = -0.0015 \text{ m}^3$$

$$y_c^3 - 0.024 y_c - 0.0015 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \Rightarrow -c \leq y_c \leq h - c$$

$$\Rightarrow -0.09 \leq y_c \leq -0.06$$

$$y_c = -0.07 \text{ m}$$

$$y = -0.07 + 0.09 = 0.02 \text{ m}$$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} + 15 A' (c - d') - 15 A (d - y)$$

$$\mu_t = \frac{1 \times 0.02^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.13 - 0.02) = -1.32 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 0.02}{-1.32 \times 10^{-4}} = -0.09 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.95 \times 10^{-3}}{-1.32 \times 10^{-4}} (0.13 - 0.02) = -36.88 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

- schema de ferrailage:

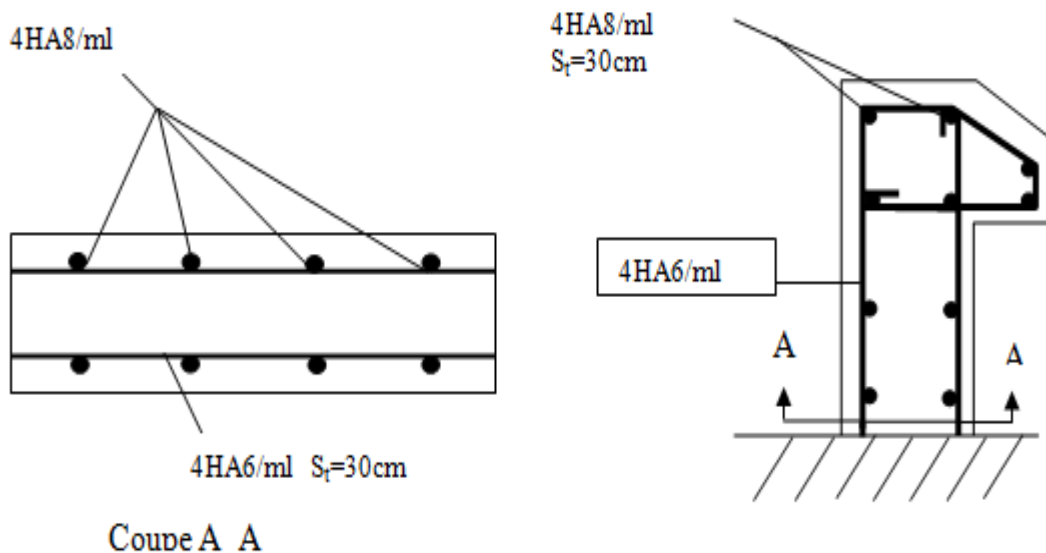


Figure III.19. Schéma de ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV

IV. INTRODUCTION

Vue l'activité sismique du nord de l'Algérie, les constructions doivent être conçues de manière à résister aux secousses sismiques pour éviter la perte des vies humaines et minimiser les dégâts matériels.

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. La conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais elle met en jeu de nombreux facteurs comme :

- Prévoir des voiles pour augmenter la rigidité de la structure afin d'éviter la résonance (Calcul de T).

- Permettre la formation de rotules plastiques au niveau des poutres plutôt que dans les poteaux.

Pour ce qui est de notre projet ; nous nous sommes tracé les objectifs suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'*ELU*).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'*ELS*). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquelles la stabilité doit être assurée à l'*ELS*.
- Notre structure est un bâtiment (R+S+...) il est implanté a Bejaia qui est classée **IIa**. D'après le RPA99/03 le système de contreventement à adopter pour une structure de plus de 14m de hauteur sera mixte. (article).

C'est pour cette raison que nous choisissons on système mixte voiles-portiques avec justification de l'interaction. Ce choix est motivé par l'économie qu'offre ce système de contreventement

IV. METHODES DE CALCUL

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/Version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.1. Méthode statique équivalente

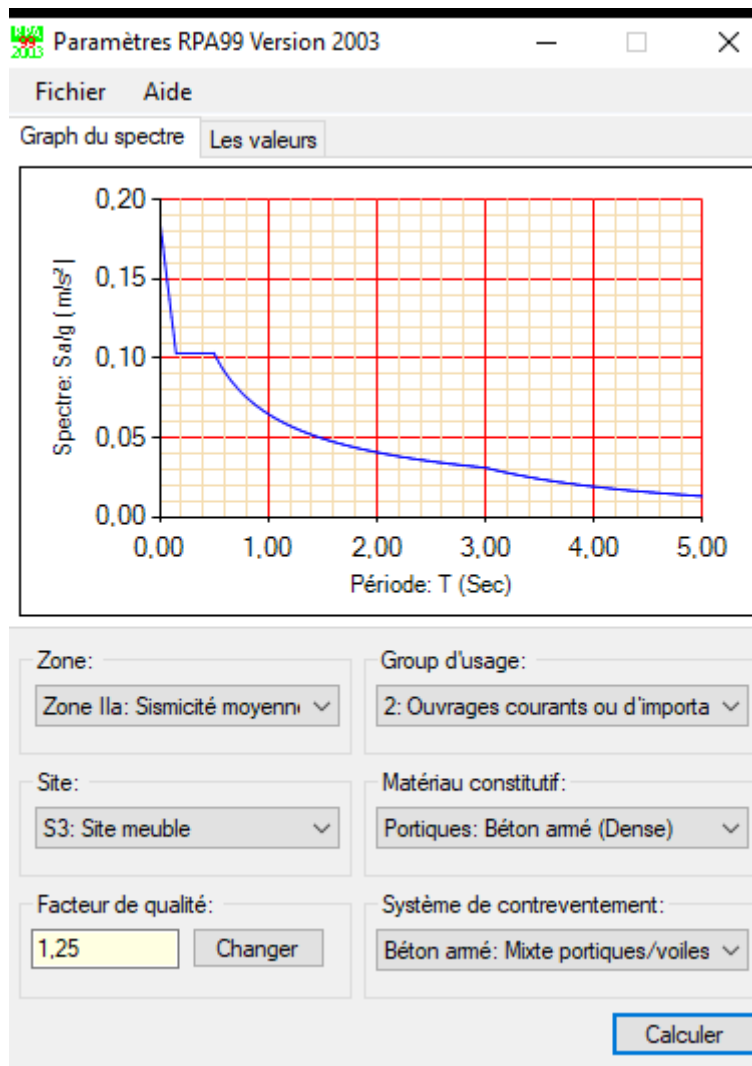
Dans cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (Article 4.1.2 du RPA 99/Version 2003).

IV.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/Version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie. Pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établit d'après l'expression suivante :



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

Selon l'article (4.2.3) du RPA ; cette force équivalente est estimée par l'expression suivante dans les deux directions horizontales et orthogonales :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

Avec :

- **A : Coefficient d'accélération de zone.** Il dépend de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment.

Pour ce qui est de notre structure qui est à usage d'habitation et commercial ; le groupe d'usage est 2. Elle est implantée à Bejaia ; cette dernière est classée en zone IIa selon l'annexe1 de RPA.

D'où : $A = 0.15$

Tableau (4.1) [2]

- **R :** Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : $R = 5$

- **Q :** Facteur de qualité, sa valeur est donnée par la **(Formule 4.4) RPA99.**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \text{ Avec } Pq : \text{ pénalité à retenir selon que le critère de qualité } q \text{ est satisfait ou}$$

non.

Tableau IV .1.Valeurs des pénalités Pq :

“ Critère q ”	Observé	P_q/xx	Observé	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0.05	Oui	00.05
2- Redondance en plan	Oui	0.05	Oui	0.05
3- Régularité en plan	Non	0	Non	0.0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0.1	Non	0.1

Donc : $Q_x = Q_y = 1.25$

- **W:** poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

WQ_i : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\Rightarrow W = 43414.0048 \text{KN}$.

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$$

✓ Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7$$

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

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} = 0.82 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad \text{RPA99 (Formule 4-6)}$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 35,19 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$$T = 0.050 \times (35.19)^{3/4} = 0.7224s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante : $T=0.09H/\sqrt{L}$ **RPA99 (Formule 4-7)**

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x=23,9m, \quad L_y=19,15m$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.6478s \\ T_y = 0.7237s \end{cases}$$

$$T_x = \min(T_x; T) = 0.6478s$$

$$T_y = \min(T_y; T) = 0.7237s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

Car $T_2 \leq T \leq 3.0s$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.6478} \right)^{2/3} = 1.723 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.7237} \right)^{2/3} = 1.598 \end{cases}$$

La force sismique totale à la base de la structure est donc :

$$V_{sx} = \frac{0.15 \times 1.723 \times 1.25}{5} \times 43414,0048 = 2805,08739KN.$$

$$V_{sy} = \frac{0.15 \times 1.598 \times 1.20}{5} \times 43414,0048 = 2497,52KN.$$

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*)

IV.3. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes (voiles- portiques) avec justification de l'interaction :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

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

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel ETABS ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, 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 ;

– ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4 Modelisation et résultats:

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est etabs

IV.4.1 Disposition des voiles de contreventement :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs nous avons opté pour la disposition montrée sur la figure

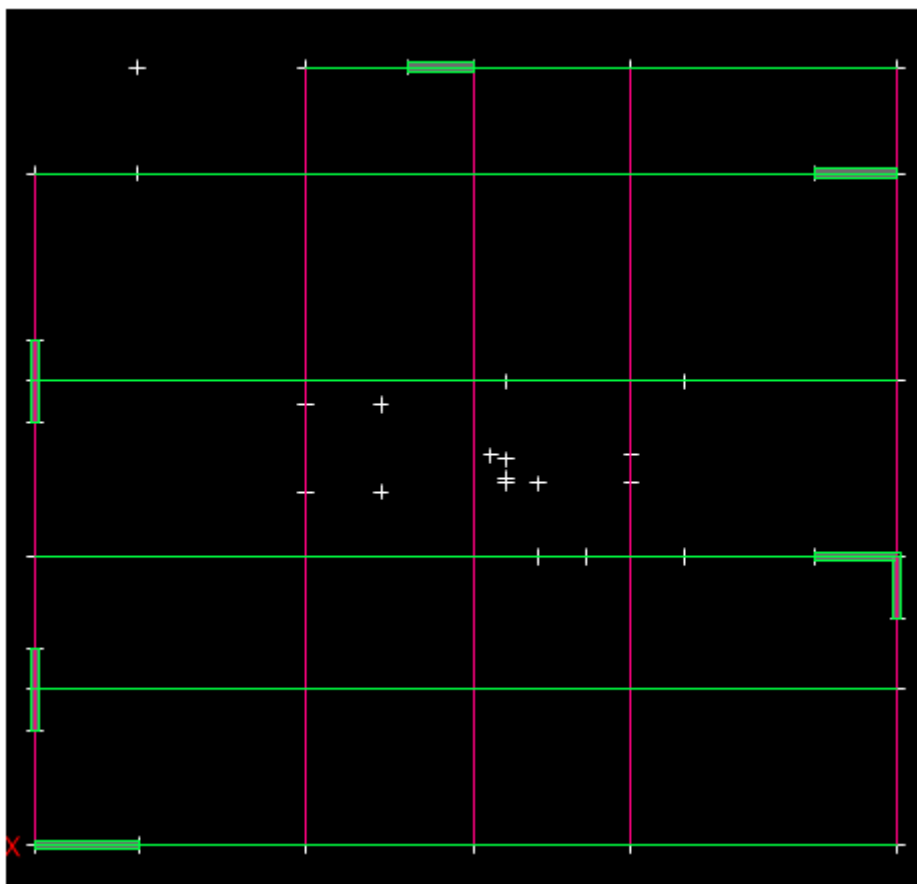
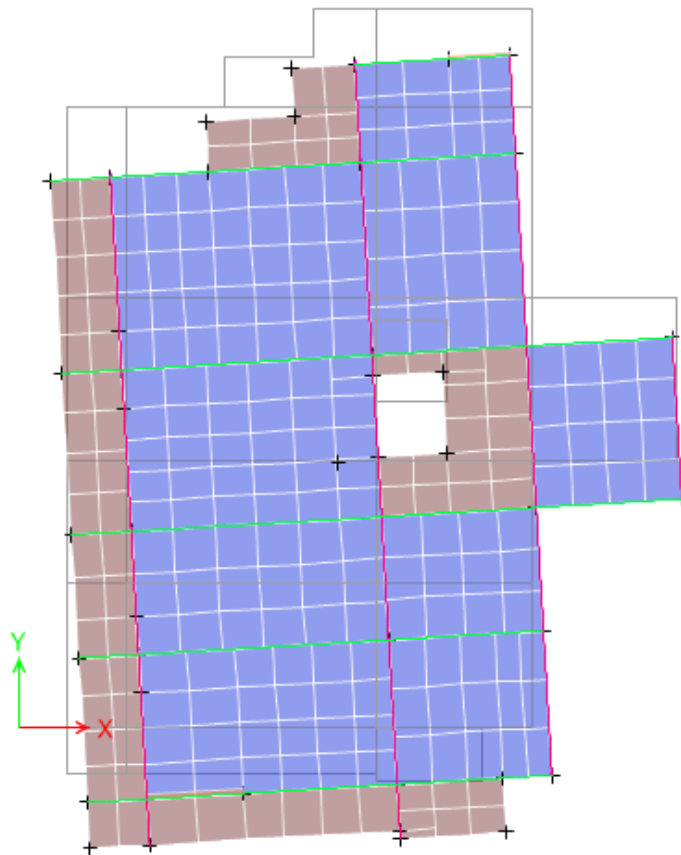


Fig. IV.1. Disposition des voiles

Résultats obtenus :**a). Périodes de vibration et participation massique :****Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses**

Mode	Period	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0,842	0,00003367	0,6289	0,00003367	0,6289
2	0,729	0,6795	0,0053	0,6795	0,6341
3	0,599	0,0233	0,1209	0,7029	0,7551
4	0,289	2,937E-06	0,0852	0,7029	0,8402
5	0,269	0,1132	0	0,816	0,8402
6	0,233	0,00003471	0,0003	0,816	0,8406
7	0,166	0,0001	0,0452	0,8161	0,8857
8	0,145	0,057	0,0002	0,8731	0,8859
9	0,126	0,0001	0,00003805	0,8732	0,886
10	0,106	0,0001	0,0321	0,8733	0,9181
11	0,091	3,59E-02	0,0001	0,9092	0,9182
12	0,08	0,00002764	0,0164	0,9093	0,9346

**Fig. IV.2. 1^{er} mode (suivant Y)**

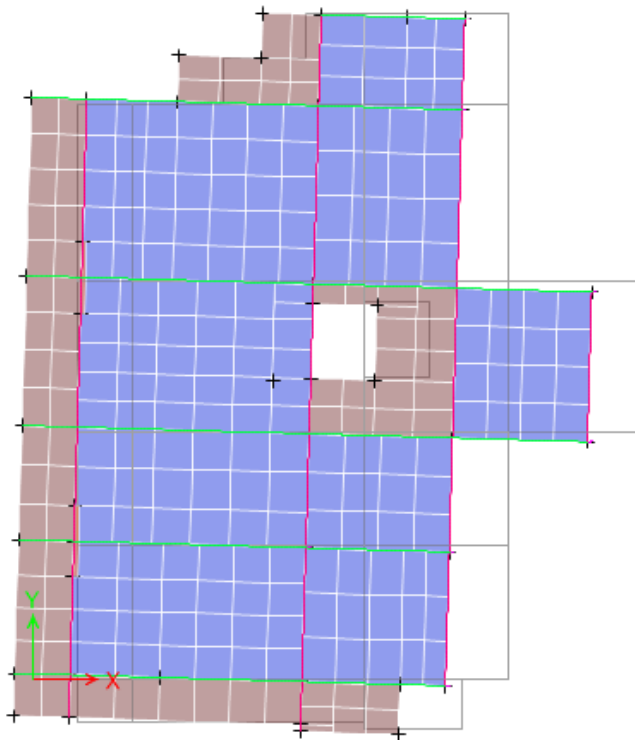


Fig. IV.3.2^{ème} mode (autour de X)

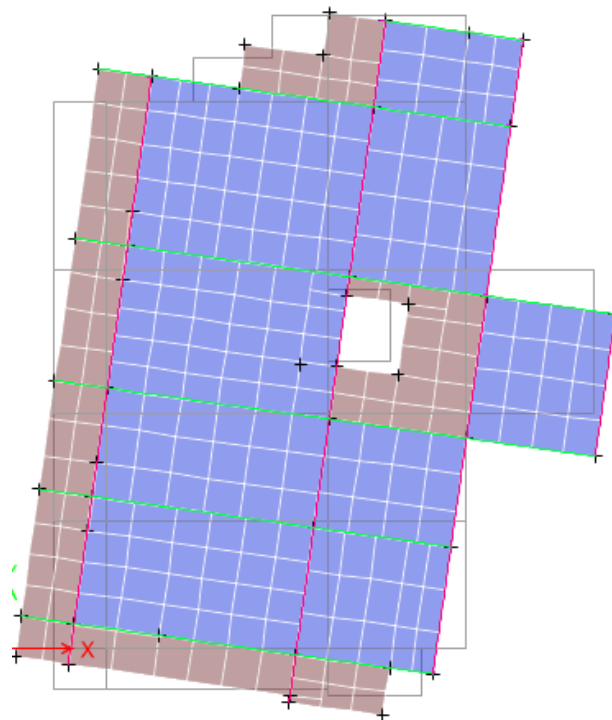


Fig. IV.4.3^{ème} mode (autour de Z)

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.3 et IV. 4.8 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

Tableau IV.3.Vérification sous charges verticales

Niveaux	charge reprise en (KN)		Poucentages repris (%)		observation
	portiques	voiles	portiques %	voiles %	
RDC	-35072,0116	-6507,0362	84,3502	15,6498	vérifiée
Etage 1	-30801,6584	-5922,0512	83,8740	16,1260	vérifiée
Etage 2	-26806,7556	-4538,7313	85,5203	14,4797	vérifiée
Etage 3	-22339,6008	-3879,3449	85,2040	14,7960	vérifiée
Etage 4	-18078,2959	-3149,7506	85,1623	14,8377	vérifiée
Etage 5	-13725,8455	-2500,6174	84,5893	15,4107	vérifiée
Etage 6	-10034,6186	-1800,4818	84,7869	15,2131	vérifiée
Etage 7	-6854,6835	-1370,6831	83,3359	16,6641	vérifiée
Etage 8	-4417,041	-882,8211	83,3426	16,6574	vérifiée
Terrasse	-2151,7937	-439,471	83,0403	16,9597	vérifiée

- Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est vérifiée dans tous les niveaux.

Tableau IV.4.Vérification sous charges horizontales dans le sens X-X:

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Poucentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
RDC	790,651	1102,6676	1893,3186	41,76	58,24	vérifiée
Etage 1	1027,3165	858,2318	1885,5483	54,48	45,52	vérifiée
Etage 2	1353,1089	485,5468	1838,6557	73,59	26,41	vérifiée
Etage 3	1111,7324	556,3521	1668,0845	66,65	33,35	vérifiée
Etage 4	1060,8734	409,0871	1469,9605	72,17	27,83	vérifiée
Etage 5	894,1311	347,8097	1241,9408	71,99	28,01	vérifiée
Etage 6	821,9775	173,3589	995,3364	82,58	17,42	vérifiée
Etage 7	498,5242	228,8879	727,4121	68,53	31,47	vérifiée
Etage 8	426,3363	178,9596	605,2959	70,43	29,57	vérifiée
Terrasse	350,1687	79,8516	430,0203	81,43	18,57	vérifiée

Tableau IV.5.Vérification sous charges horizontales dans le sens Y-Y:

Niveaux	Charges reprises en (KN)		Total	Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles		Portiques	Voiles	
RDC	1138,4207	733,093	1871,5137	60,83	39,17	vérifiée
Etage 1	1054,8212	618,3513	1673,1725	63,04	36,96	vérifiée
Etage 2	1163,716	376,0078	1539,7238	75,58	24,42	vérifiée
Etage 3	924,5119	407,5768	1332,0887	69,40	30,60	vérifiée
Etage 4	854,0812	334,3925	1188,4737	71,86	28,14	vérifiée
Etage 5	676,5824	342,0586	1018,641	66,42	33,58	vérifiée
Etage 6	597,0937	237,3008	834,3945	71,56	28,44	vérifiée
Etage 7	389,6636	230,8727	620,5363	62,79	37,21	vérifiée
Etage 8	350,1855	186,6334	536,8189	65,23	34,77	vérifiée
Terrasse	235,8084	75,8609	311,6693	75,66	24,34	vérifiée

- **Analyse des résultats :**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontale est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.4.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Niveau	Nu (Kn)	Section (cm ²)		v	Observation
RDC	-2485,27	60	65	0,255	Vérifiée
Etage 1	-2069,2638	60	60	0,230	Vérifiée
Etage 2	-1744,3918	60	60	0,194	Vérifiée
Etage 3	-1522,3312	55	60	0,185	Vérifiée
Etage 4	-1308,1434	55	60	0,159	Vérifiée
Etage 5	-1097,0332	55	55	0,145	Vérifiée
Etage 6	-892,2894	55	55	0,118	Vérifiée
Etage 7	-695,2022	50	55	0,101	Vérifiée
Etage 8	-497,5099	50	55	0,072	Vérifiée
Terrasse	-309,4202	50	50	0,050	Vérifiée

IV.4.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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_{st} .

Tableau IV.7. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	2366,497	2805,08739	0.84	vérifiée
Sens y-y	2082,5083	2497,52	0.833	vérifiée

IV.4.4 Justification vis à vis des déplacements :

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec :

$$\delta_K = R \times \delta e_K$$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le RPA (Art4.43)

δe_K : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tableau IV.8. Vérification des déplacements dans le sens X-X

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	hk (m)	$\Delta k / hk$	
S/Sol	0,000655	0,003275	0	0,0032750	3,23	0,0010139	Vérifiée
RDC	0,002512	0,01256	0,003275	0,0092850	3,74	0,0024826	Vérifiée
Etage 1	0,005205	0,026025	0,01256	0,0134650	3,74	0,0036003	Vérifiée
Etage 2	0,007406	0,03703	0,026025	0,0110050	3,06	0,0035964	Vérifiée
Etage 3	0,009547	0,047735	0,03703	0,0107050	3,06	0,0034984	Vérifiée
Etage 4	0,011523	0,057615	0,047735	0,0098800	3,06	0,0032288	Vérifiée
Etage 5	0,013338	0,06669	0,057615	0,0090750	3,06	0,0029657	Vérifiée
Etage 6	0,015031	0,075155	0,06669	0,0084650	3,06	0,0027663	Vérifiée
Etage 7	0,016615	0,083075	0,075155	0,0079200	3,06	0,0025882	Vérifiée
Etage 8	0,017989	0,089945	0,083075	0,0068700	3,06	0,0022451	Vérifiée
Terrasse	0,019047	0,095235	0,089945	0,0052900	3,06	0,0017288	Vérifiée

Tableau IV.9.Vérification des déplacements dans le sens Y-Y

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k / h_k$	Observation
S/Sol	0,000972	0,00486	0	0,004860 0	3,23	0,0015046	Vérifiée
RDC	0,003645	0,018225	0,00486	0,013365 0	3,74	0,0035735	Vérifiée
Etage 1	0,007463	0,037315	0,018225	0,019090 0	3,74	0,0051043	Vérifiée
Etage 2	0,010379	0,051895	0,037315	0,014580 0	3,06	0,0047647	Vérifiée
Etage 3	0,0131	0,0655	0,051895	0,013605 0	3,06	0,0044461	Vérifiée
Etage 4	0,015594	0,07797	0,0655	0,012470 0	3,06	0,0040752	Vérifiée
Etage 5	0,017858	0,08929	0,07797	0,011320 0	3,06	0,0036993	Vérifiée
Etage 6	0,019833	0,099165	0,08929	0,009875 0	3,06	0,0032271	Vérifiée
Etage 7	0,021522	0,10761	0,099165	0,008445 0	3,06	0,0027598	Vérifiée
Etage 8	0,022877	0,114385	0,10761	0,006775 0	3,06	0,0022141	Vérifiée
Terrasse	0,02264	0,1132	0,114385	- 0,001185 0	3,06	- 0,0003873	Vérifiée

IV.4.5 Justification vis à vis de l'effet P- Δ : [RPA (5.9)]

Les effets du 2ème ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_K : hauteur de l'étage "k".

- ✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1-q\kappa)$.
- ✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Tableau (IV-10). Vérification des effets P- Δ .

Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
S/Sol	0,003275	43414,005	2366,4978	3,23	0,018601	Vérifiée
RDC	0,009285	36749,394	2326,4111	3,74	0,039217	Vérifiée
Etage 1	0,013465	32299,726	2236,9215	3,74	0,051986	Vérifiée
Etage 2	0,011005	27535,548	2080,4563	3,06	0,047600	Vérifiée
Etage 3	0,010705	23061,066	1884,2487	3,06	0,042816	Vérifiée
Etage 4	0,009880	18701,661	1645,9216	3,06	0,036687	Vérifiée
Etage 5	0,009075	14327,314	1373,5287	3,06	0,030935	Vérifiée
Etage 6	0,008465	10412,011	1100,602	3,06	0,026170	Vérifiée
Etage 7	0,007920	7227,4443	839,8647	3,06	0,022273	Vérifiée
Etage 8	0,006870	4668,9868	599,1573	3,06	0,017495	Vérifiée
Terrasse	0,005290	2340,6586	343,8404	3,06	0,011768	Vérifiée

Sens y-y						
Niveau	Δk (m)	Pk (Kn)	Vk (Kn)	hk (m)	θ	Observation
S/Sol	0,004860	43414,005	2082,5083	3,23	0,031367	Vérifiée
RDC	0,013365	36749,394	2039,1232	3,74	0,064403	Vérifiée
Etage 1	0,019090	32299,726	1952,7132	3,74	0,084430	Vérifiée
Etage 2	0,014580	27535,548	1809,8625	3,06	0,072491	Vérifiée
Etage 3	0,013605	23061,066	1636,7616	3,06	0,062643	Vérifiée
Etage 4	0,012470	18701,661	1437,5396	3,06	0,053016	Vérifiée
Etage 5	0,011320	14327,314	1215,3506	3,06	0,043610	Vérifiée
Etage 6	0,009875	10412,011	983,9595	3,06	0,034149	Vérifiée
Etage 7	0,008445	7227,4443	751,5895	3,06	0,026539	Vérifiée
Etage 8	0,006775	4668,9868	530,9771	3,06	0,019469	Vérifiée
Terrasse	-0,001185	2340,6586	303,8896	3,06	-0,002983	Vérifiée

III. CONCLUSION

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente. La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel etabs

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui donne une satisfaction des différentes exigences du règlement parasismique algérien.

Afin de vérifier l'effort normal réduit, les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

V.1 Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux :

Le rôle des poteaux dans une construction est la transmission des charges de la super structure vers la fondation, ces poteaux sont sollicités en flexion composée. Leur ferrillage se fait selon les combinaisons de sollicitations suivantes [1] [2]:

$$\begin{array}{l}
 1) 1.35G+1.5Q \\
 2) G+Q \\
 3) G+Q+E \\
 4) G+Q-E \\
 5) 0.8G+E \\
 6) 0.8G-E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1) 1.35G+1.5Q \\ 2) G+Q \\ 3) G+Q+E \\ 4) G+Q-E \\ 5) 0.8G+E \\ 6) 0.8G-E \end{array}} \right\} \text{(RPA99/2003(Article 5.2))}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

$$\begin{array}{l}
 \longrightarrow N_{max} \quad M \text{ correspondant} \\
 \longrightarrow N_{min} \quad M \text{ correspondant} \\
 \longrightarrow M_{max} \quad N \text{ correspondant}
 \end{array}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99 (version 2003) :

V.2.1.1 Les armatures longitudinales [1] : (RPA99/2003 Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

A_{min} = 0.8% de la section de béton (en zone IIa),

A_{max} = 4% de la section de béton (en zone courante),

A_{max} = 6% de la section de béton (en zone de recouvrement),

Φ_{min} = 12mm (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right).$$

h_e : hauteur d'étage.

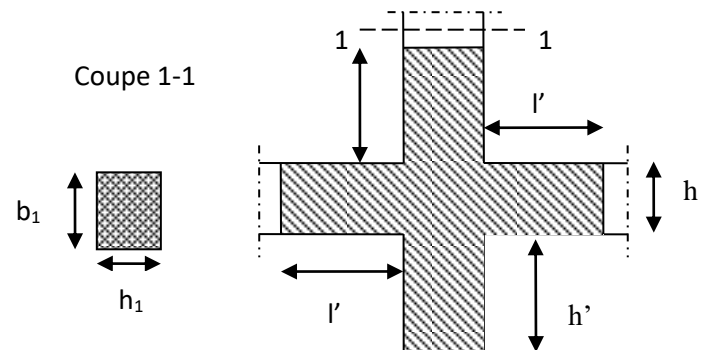


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du (RPA99/2003 Article 7.4.2.2)

Sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableaux V.1 armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions

Niveau	Section du poteau	A^{\min} RPA (cm ²)	A^{\max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol et RDC	65×60	31,2	156	234
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60×60	28,8	144	216
3 + 4 ^{eme} étage	55×60	26,4	132	198
6 + 5 ^{eme} étage	55 × 55	24,2	121	181,5
7 + 8 ^{eme} étage	50× 55	22	110	165
TERASSE	50×50	20	100	150

V.2.1.2 Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante [1]:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur total de la section brute.

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

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\checkmark \quad t \leq \min(10 \times \phi_l, 15\text{cm})(\text{zone nodale}).$$

$$\checkmark \quad t \leq 15 \times \phi_l(\text{zone courante}).$$

(ϕ_l Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau).

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$\checkmark \quad \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\checkmark \quad \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

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

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum.

V.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel Robot Structurale Analysais, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Avec :

$N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression

Tableau V.2 .Sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$		$N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}}$	
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
65×60	3202,85	21,47	179,03	603,42	-513,92	10,94
60×60	2504,1004	29,50	249,59	1041,699	28,79	812,47
55×60	1940,174	19,93	179,20	755,84	2,82	11,226
55 × 55	1408,60	17,30	130,8579	222,033	-14,54	1,49
50× 55	900,3653	24,55	111,28	430,91	-65,34	10,53
50×50	401,61	39,434	109,85	116,96	-82,10	20,20

V.2.3 Calcul du ferrailage

V.2.3.1 Ferrailage longitudinal

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

- **Exemple de calcul : [4]**

Soit les poteaux du RDC et 1^{er} étage :

$$b = 60\text{cm}; h = 65\text{cm}$$

$$d = 62\text{cm}, d' = 3\text{ cm}$$

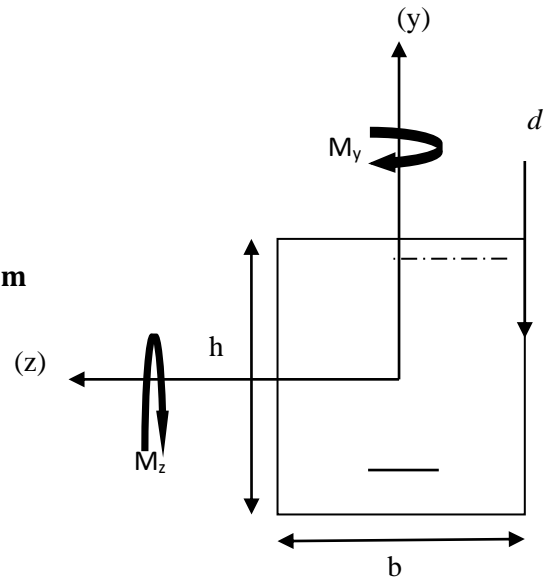
$$f_{c28} = 25\text{ Mpa}$$

acier Fe E400

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\diamond N^{max} = 3202,85 \text{ KN} \Rightarrow M^{cor} = 21,47 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.00670 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ cm}$$



c à l'intérieur de la section

Figure V.2 : section du poteau à étudier

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

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

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 966,31 \text{ KN.m}$$

$$A = 1,078 \text{ KN.m}$$

$$B = 0.956 \text{ KN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{966,61 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,63^2 \times 0,6} = 0.285 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.431 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 6.248 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0.521 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{966,61 \times 10^{-3}}{0.521 \times 348} = 53,31 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 53,31 \times 10^{-4} - \frac{3202,85 \times 10^{-3}}{400} = -26,76 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\diamond M^{max} = 179,039 \text{ KN} \Rightarrow N^{cor} = 603,33 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,29m < \frac{h}{2} = \frac{0,5}{2} = 0,325m$$

c à l'intérieur de la section

$$A = (0,337 h - 0,81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 1,40$$

$$B = N_u (d - d') - M_{ua} = 0,36$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 233,64 \text{ KN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_U}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{233,64 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,65^2 \times 0,6} = 0,049 < \mu_l = 0,391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0,329 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 7,130 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,390m.$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{297,318 \times 10^{-3}}{0,390 \times 348} = 11,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 21,90 \times 10^{-4} - \frac{1059,181 \times 10^{-3}}{400} = -3,57 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\diamond N^{min} = -513,92 \text{ KN} \Rightarrow M^{cor} = 10,94 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = 6,25 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 7,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{bael} = 20,47 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 31,12 \text{ donc}$$

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.

Niveau	Sections	N(KN.m)	M(KN)	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	barres
Sous-sol et RDC	65×60	-513,92	10,94	20,36	31,2	36,68	4HA20+12HA16
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60×60	28,79	12,47	0,18	28,8	30,78	4HA20+8HA16+4HA14

3 + 4 ^{ème} étage	55×60	2,82	11,226	0	26,4	28,64	4HA20+8HA16
6 + 5 ^{ème} étage	55 × 55	-14,54	1,49	0,48	24,2	26,76	4HA20+4HA16+4HA14
7 + 8 ^{ème} étage	50 × 55	-65,34	10,53	1,34	22	22,42	8HA16+4HA14
	50×50	-82,10	20,20	1,96	20	20,36	4HA16+8HA14

V.2.3.2 Ferrailage transversal :

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul du poteau (50×50) cm²:

✓ Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{0,7 \times 3,06}{0,50} \right) = 4,28 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 76,42 \times 10^{-3} \times 0,20}{0,5 \times 400} = 2,86 \text{ cm}^2$$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40 \phi_{max} \rightarrow L_r = 80 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15 \text{ cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_t = 15 \times 2 = 30 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ Quantité d'armature minimale

$$\lambda_g \geq 5, A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3, A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b)$$

On a : $3 < \lambda_g = 4,28 < 5$.

Après interpolation on aura :

Zone nodale : $A_t^{\min} = 0,52\%(t \times b) = 0,36\%(20 \times 50) = 2,6\text{cm}^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0,52\%(t \times b) = 0,36\%(20 \times 50) = 5,1\text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour **8HA10=6,28cm²**

➤ **Résultats de ferrailage des armatures transversales**

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. : Les Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	Sous-sol et RDC	1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	3 + 4 ^{eme} étage	6 + 5 ^{eme} étage	7 + 8 ^{eme} étage	Terrasse accessible
Section (cm ²)	65×60	60×60	60×55	55×55	50×55	50×50
ϕ_t^{\min} (cm)	1,6	1,4	1,6	1,4	1,4	1,4
l_f (cm)	2,26	2,61	2,142	2,142	2,142	2,142
λg	3,76	4,35	3,89	3,89	4,28	4,28
V_u (KN)	407,79	232,22	184,26	136,99	98,31	76,42
l_r (cm)	80	80	80	80	64	64
t zone nodal (cm)	10	10	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
A_t (cm ²)	5,88	3,62	2,87	2,33	1,67	1,432
A_t^{\min} (cm ²)	4,41	5,225	4,31	4,31	4,65	4,65

A_r adopté (cm ²)	6,28	6,28	4,71	4,71	4,71	4,71
Barre	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.2.4 Vérifications

➤ vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL91 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) [2].

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement [4].

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau et le plus élancé.

➤ Critère de la stabilité de forme :

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_{max} < N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots (\text{Article B.8.4.1}), [3]$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

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

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Tableau V.5. : Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)	Obc
Sous-sol	60×65	2,88	2,016	10,78	0,834	36,68	3654	3182,043	6707,43	vérifiée
RDC	60×65	3,39	2,373	12,68	0,828	36,68	3654	2765,57	6659,184	vérifiée
1	60×60	2,71	1,897	11,119	0,833	30,78	3364	2483,0096	6081,098	vérifiée
2	60×60	2,71	1,897	11,119	0,833	30,78	3364	2194,091	6081,098	vérifiée
3	55×60	2,71	1,897	11,119	0,833	28,64	3074	1918,3054	5571,74	vérifiée
4	55×60	2,71	1,897	11,119	0,833	28,64	3074	1650,815	5571,74	vérifiée
5	55×55	2,71	1,897	12,00	0,830	26,76	2809	1385,69	5090,08	vérifiée
6	55×55	2,71	1,897	12,00	0,830	26,76	2809	1127,87	5090,08	vérifiée
7	50×55	2,71	1,897	12,00	0,830	22,42	2544	876,341	4552,28	vérifiée
8	50×55	2,71	1,897	12,00	0,830	22,42	2544	623,78	4552,28	vérifiée
9	50×50	2,71	1,897	13,17	0,82	20,36	2304	375,79	4079,36	vérifiée

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

Avec l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour le poteau rectangulaire.

Avec : $\begin{cases} a : \text{largeur de la section} \\ b : \text{hauteur de la section} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

➤ **Vérification des contraintes :**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit [4]:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

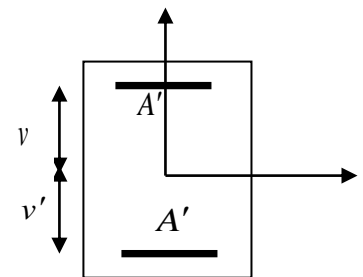
$S = bxh + 15(A+A')$ section homogène.

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$



FigureV.3 : Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V. 6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	D (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KNm)	σ_{bc} (MPa)	O _{bc}
Sous-sol RDC	58,5	31,2	35,28	29,72	0,0165	2329.30	15.37	6,301	vérifiée

1 et 2	54	28,8	33,05	26,95	0,01303	1821,97	21,53	5,60	vérifiée
3 et 4	54	26,4	32,57	27,43	0,0119	1411,49	14,50	4,67	vérifiée
5 et 6	49,5	24,2	29,85	25,15	0,009194	1024,82	12,57	3,79	vérifiée
7 et 8	49,5	22	29,85	25,15	0,00833	655,28	17,92	1,36	vérifiée
9	45	20	27,14	22,86	0,00268	293,17	28,86	2,069	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles :**

Selon le **RPA 99** (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique) [1].

Tableau V.7 Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	section	Lf(m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu(KN)	τ (MPa)	τ^{ad} (MPa)	obser
Sous-sol, RDC	65×60	2,261	3,76	0,04	58,5	104,97	0.299	1	vérifiée
1 et 2	60×60	2,618	4,36	0,04	54	232,22	0.716	1	vérifiée
3 et 4	55×60	2,142	3,89	0,04	54	184,26	0.62	1	vérifiée
5 et 6	55×55	2,142	3,89	0,04	49,5	136,99	0,5030	1	vérifiée
7 et 8	50×55	2,142	4,28	0,04	49,5	98,31	0,397	1	vérifiée
9	50×50	2,142	4,28	0,04	45	76,42	0.339	1	vérifiée

V.2.5 : Schéma de ferrailage

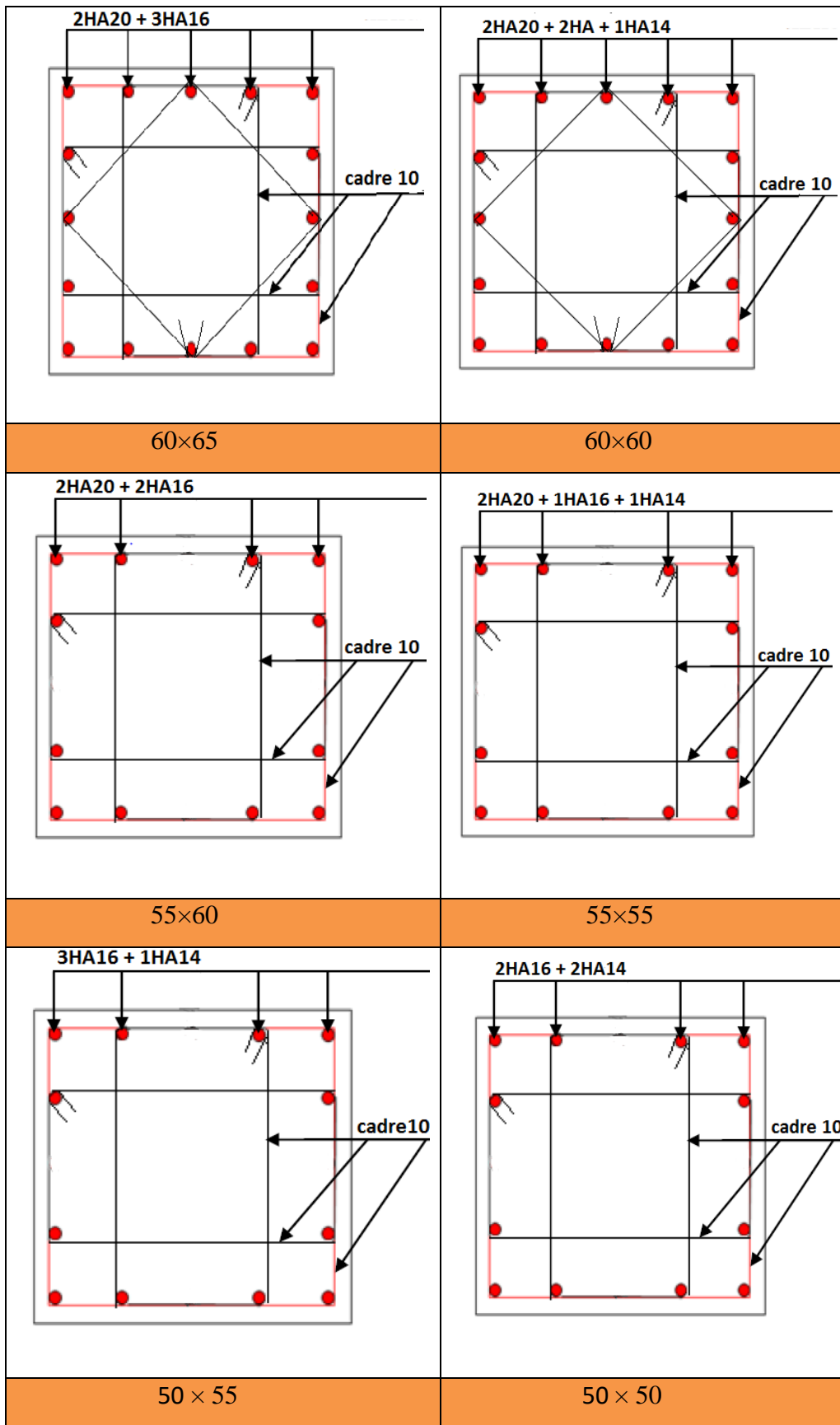


Figure V.4 Schéma de ferrailage des poteaux

V.3. Etude des poutres :

V.3.1 Introduction :

Les directions de recouvrement de ces U doivent être Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel **ETABS**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

1) $1.35G+1.5Q$

2) $G+Q$

3) $G+Q\pm E$

4) $0.8G\pm E$

V.3.2. Ferrailage :

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de

0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

– 4% en zone courante,

– 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la **figure V.1**, avec des crochets à 90° . Cette

même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

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

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min(h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.1.2.Recommandation de BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité) BAEL91 (Art F.IV.2)}$$

V.3.3. Calcul du ferrailage :

V.3.3.1 Sollicitations de calculs :

Tableau V.8: les sollicitations les plus défavorables

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)
Sous-sol, RDC	108,1	-176,97	172,96	93,118	-109,59	100,37
Etages courants	109,59	-220	208,21	78,068	-94,95	87,48
Terrasse accessible	60,3436	-87,17	75,26	22,35	35,41	-36,41

Tableau V.9.Ferrailage des poutres principales et secondaires

Etage	Type de Poutres	Section (cm ²)	Localisation	A (SAP) (cm ²)	A _{mi} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous-sol, RDC	Poutre Principale	30x50	Appui	10,21	7,4	3HA14+3HA16 =10,6
			Travée	5,02		3HA12+3HA14= 8.01
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	9,55	5.25	3HA14+3HA16 =10,6
			Travée	7,96		3HA12+3HA14 = 8.01
Etages courants	Poutre Principale	30x50	Appui	11,18	7,4	3HA14+2HA16+ 1HA20=11.78
			Travée	5,02		3HA12+3HA14 = 8.01
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	8,17	5.25	3HA12+3HA16 = 9.42
			Travée	6,58		6HA12=6.79

Terrasse accessible	Poutre Principale	30x50	Appui	3,8	7,4	3HA12+3HA14 = 8.01
			Travée	4,81		3HA12+3HA14 =8,01
	Poutre Secondaire	30x35	Appui	2,9	5.25	6HA12 =6.79
			Travée	1,78		6HA12 =6.79

N.B : on doit mettre les jarrets pour les poutres des balcons car les travées ont des distances importantes.

V.3.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

V.3.4.1 Les armatures transversales [4] :

- ❖ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad (\text{BAEL91 Art H.III.3})$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{50}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1,42; 3)$$

Donc on prend $\phi_l = 8mm \Rightarrow A_l = 4HA 8 = 2,01 cm^2$ (un cadre et un étrier)

- ❖ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad (\text{BAEL91 Art H.III.3})$$

$$\phi \leq \min\left(1,2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1,2; 1; 3)$$

Donc on prend $\phi_l = 8mm \Rightarrow A_l = 4HA 8 = 2,01 cm^2$ (un cadre et un étrier)

V.3.4.2. Calcul des espacements des armatures transversales :

- ❖ **Poutres principales :**

Selon le **RPA99 Art (7.5.2.2)** : [1]

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 1,2 \times \phi_l^{\min}\right).$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(12,5, 14,4) = 10 \text{ cm}$$

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

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Soit : 15 cm

❖ Poutres secondaire

Selon le **RPA99 Art (7.5.2.2)** : [1]

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right).$$

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min(8,75; 14,4) = 8,75 \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

Soit : 15 cm

V.3.4.5 Les longueurs de recouvrement

D'après le **RPA99 (Art 7.4.2.1)** [1]

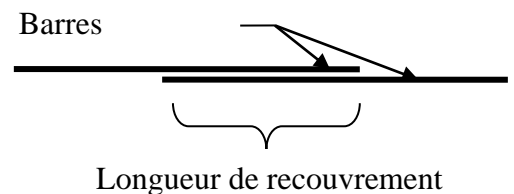
$$L_r > 40 \times \phi \text{ en zone II}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 16 = 64 \text{ cm on adopte } L_r = 65 \text{ cm}$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \quad L_r > 40 \times 20 = 80 \text{ cm on adopte } L_r = 80 \text{ cm}$$



V.3.4.6 Vérification des sections armatures transversales :

- ✓ **Poutres principales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35$$

(RPA99 Art 7.5.2.2)

$$A_t^{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 < A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

✓ **Poutres secondaire :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \quad (\text{RPA99 Art 7.5.2.2})$$

V.3.5. Vérifications

V.3.5.1 Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) \quad \text{car FPN}$$

Tableau V.10: Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ (MPa)	Observation
Poutres principales	208,21	1,48	3,33	Vérifiée
Poutres secondaires	100,37	1,05	3,33	Vérifiée

V.3.5.2 Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

✓ Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après

Tableau V.11: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	11,78	208,21	-192,23	6,00	-7,07	Vérifiée
Secondaires	10,65	100,37	-109,59	2,89	-6,63	Vérifiée

V.3.6 Vérification à l'ELS

V.3.6.1 Etat limite de compression du béton : [4]

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times \left[A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2 \right]$$

Tableau V.12: Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Travées	47,57	10,58	79011,83	6,37	vérifiée
	Appuis	-92,61	14,08	139847,21	9,32	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	-17,26	6,36	19340,88	5,67	vérifiée
	Travées	-27,91	8,50	34711,77	6,83	vérifiée

V.3.6.2. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si : [3] [2]

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

	h cm	b cm	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	50	30	6,3	8,01	0,083 3	0,075	0,065	0,011 05	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	30	35	4,10	8,01	0,085	0,041	0,0069	0,010	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.3.7 Schéma de ferrailage :

❖ Poutre principale :

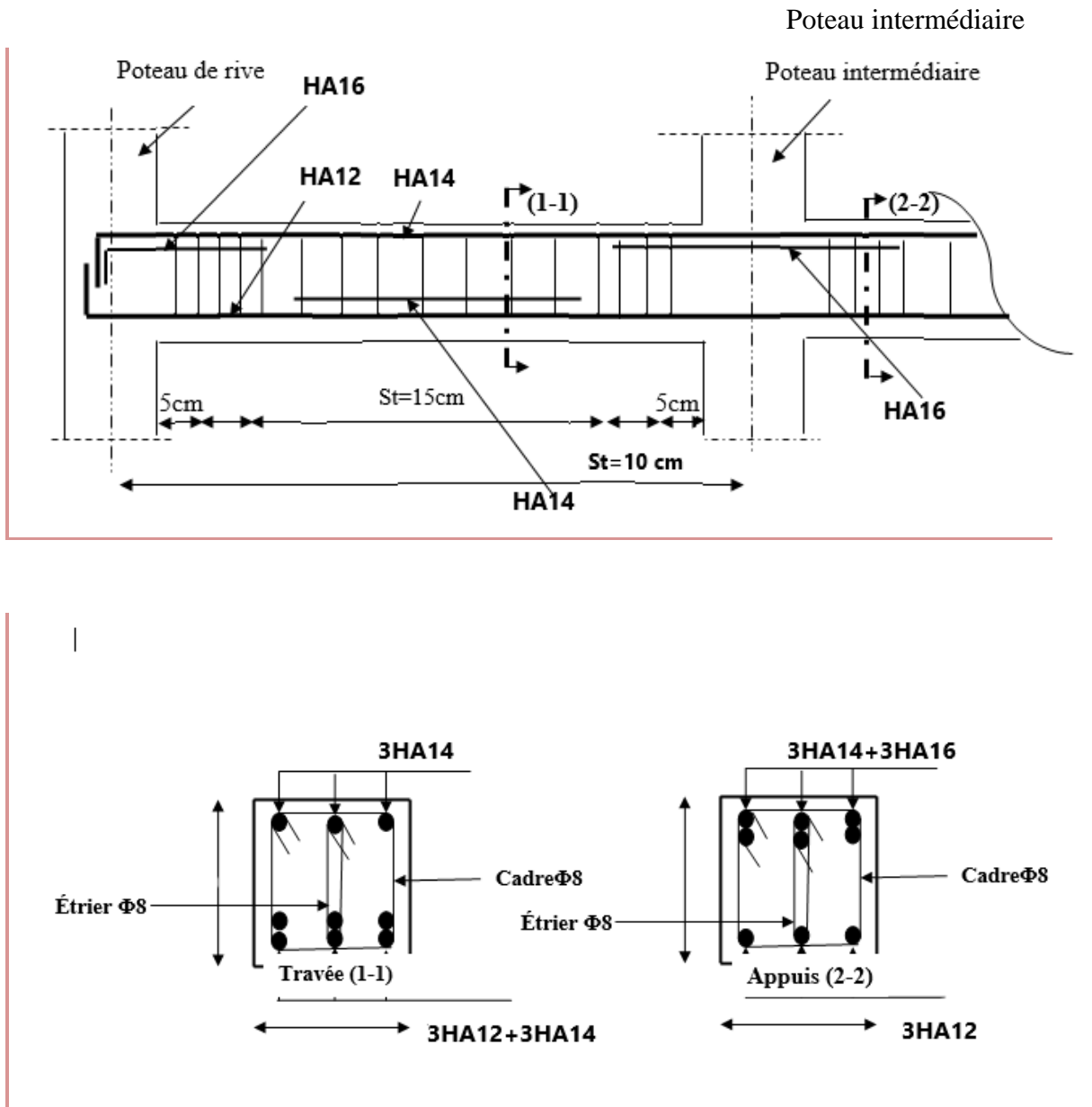
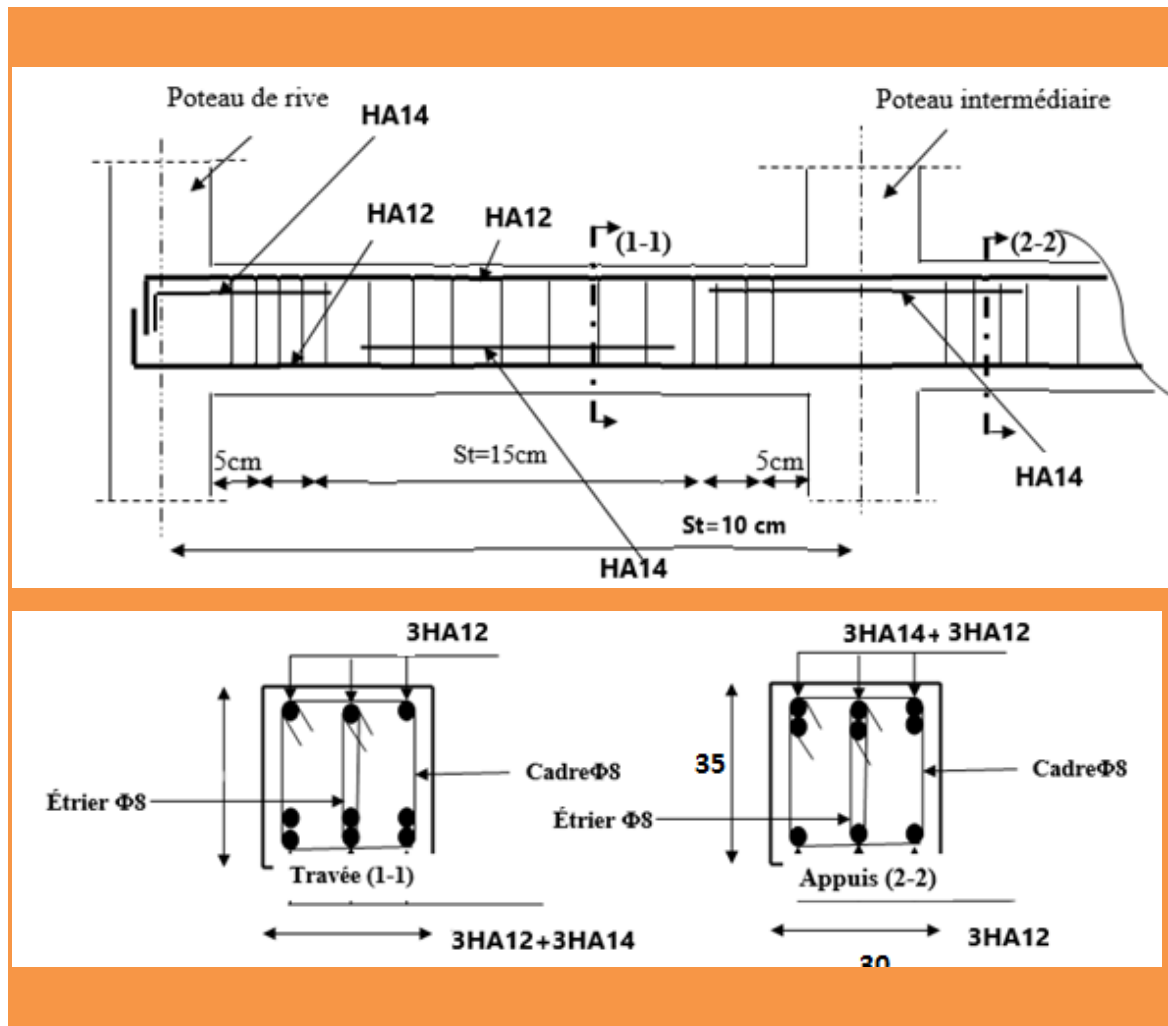


Figure V.5 : schéma de ferrailage de la poutre principale(30*50)

Poutre secondaire :



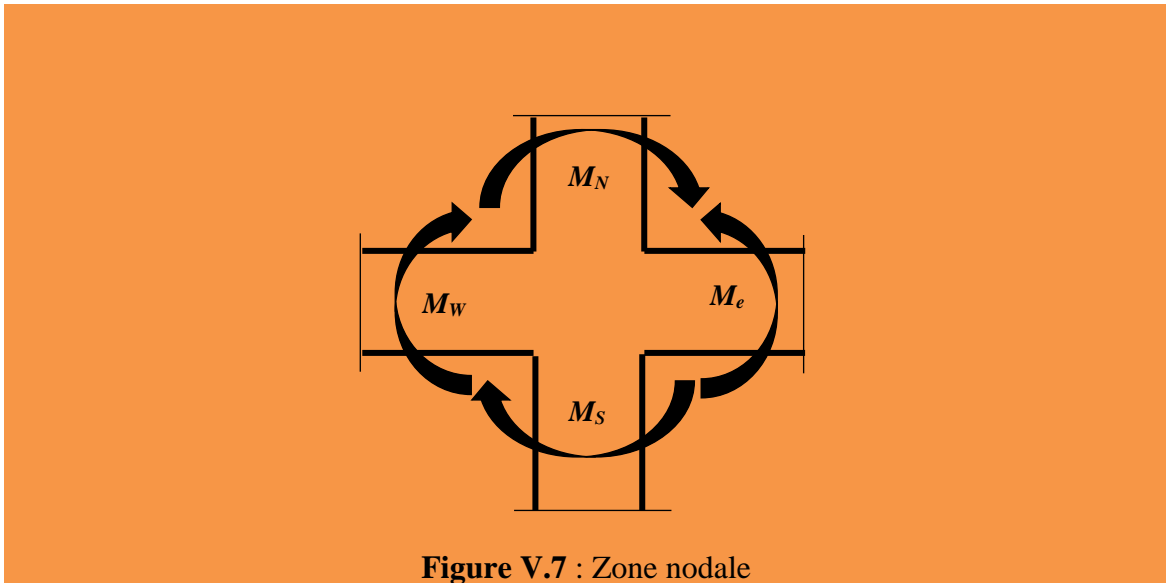
V.6 : schéma de ferrailage de la poutre secondaire (30*35)

V.4 Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier : [1]

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 (M_w + M_e)$$



V.4.1 Détermination des moments résistants :

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0,9 \times h$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

V.4.1.1 Détermination des moments résistants dans les Poteaux :

Tableau V.13: les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Sous-sol et RDC	65 x 60	58,5	14,32	289,03
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60 x 60	54	13,85	260,26
3 + 4 ^{eme} étage	55 x 60	54	10,3	193,55
6 + 5 ^{eme} étage	55 x 55	49	9,83	167,62

7 + 8 ^{ème} étage	50 x 55	49	7,57	129,08
Terrasse accessible	50 x 50	45	6,63	103,82

V.4.1.2 Détermination des moments résistants dans les Poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : les moments résistants dans les poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z(cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Sous-sol + RDC	PP	30×50	45	10,21	183,8
	PS	30×35	31,5	9,55	120,33
Etages courants	PP	30×50	45	8,01	100,29
	PS	30×35	31,5	8,01	87,76
Etages 7+8	PP	30×50	45	6,79	122,22
	PS	30×35	31,5	6,79	74,39
Terrasse accessible	PP	30×50	45	9,24	115,70
	PS	30×35	31,5	6,79	74,39

V.4.1.3 Vérification des zones nodales :

Après avoir calculé les moments résistants dans les poteaux et les poutres, on va maintenant effectuer la vérification et celle-ci va être disposée sous forme de tableaux.

Tableau V.15 : Vérification de la zone nodale dans les différents étages

Niveaux	plan	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	Vérification
	PP	367,6		551,4	183,8	459,5	Vérifiée

Sous-sol et RDC	PS		183,8		120,33	240,66	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	PP	520,52		780,78	100,29	200,58	Vérifiée
	PS		260,26		87,76	175,52	Vérifiée
3 + 4 ^{eme} étage	PP	387,1		580,65	100,29	200,58	Vérifiée
	PS		193,55		87,76	175,52	Vérifiée
6 + 5 ^{eme} étage	PP	335,24		502,86	100,29	200,58	Vérifiée
	PS		167,62	331,46	87,76	175,52	Vérifiée
7 + 8 ^{eme} étage	PP	258,16		387,24	122,22	244,44	Vérifiée
	PS		129,08		74,39	148,78	Vérifiée
Terrasse accessible	PP	207,64	103,82	331,46	115,70	231,4	Vérifiée
	PS				74,39	148,78	Vérifiée

❖ Conclusion

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques vont se formé dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.5 ETUDE DES VOILES :

V.5 ETUDE DES VOILES :

V.5.1. Introduction :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa ou zone de moyenne sismicité (cas de wilaya ou le projet en question sera implanté). [1]

Les voiles peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux structuraux destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au

plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs axe fort. Ils présentent deux plan l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x-x) et (y-y).

V.5.2 Recommandation du RPA : [1]

❖ Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{\min} = 0,2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue. e : épaisseur du voile

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur ($l/10$) de la largeur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

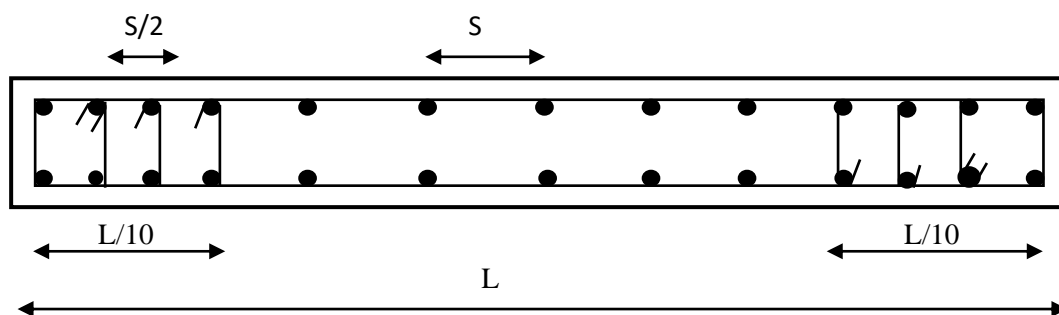


Figure V.8 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)

❖ Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur ($10 \times \phi l$).

❖ Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingle par 1m^2 au moins.

❖ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } V = 1,4V_u$$

➤ **Règles communes (armatures verticales et horizontales)**

✓ **Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :**

$A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile

$A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, dans la zone courante

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

✓ **L'espacement :**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

L'espacement des barres horizontales est $s_t \leq \min(1; 5e; 30cm)$

✓ **Longueurs de recouvrement :**

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.5.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du logiciel Robot Structurale Analysais avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes, et on prend les plus défavorables : [4]

1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

2) Effort normal maximale avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

3) Effort normale minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

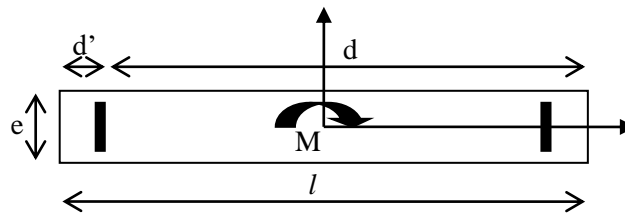


Figure V.9 : Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times l$) selon la sollicitation la plus défavorable

$$d = 0.9 h$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times h \times e$$

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

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_e \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad K=0 \text{ (pas reprise de bétonnage) ; } \alpha = 90^\circ$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30 \text{ cm})$$

$$\tau_u = \frac{1.4 v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.0015 \times e \times St$$

- **La longueur de recouvrement**

$$L_r \begin{cases} 40\Phi \rightarrow \text{Zone qui peut être tendue.} \\ 20\Phi \rightarrow \text{Zone comprimée sous toutes les combinaisons.} \end{cases}$$

- **Règles communes**

$$A_{\min} = \begin{cases} 0.15 \% \dots\dots \text{voile complet.} \\ 0.10 \% \dots\dots \text{zone courante.} \end{cases}$$

- **Diamètres des barres**

$\Phi < a/10 \dots\dots \text{zone courante.}$

- **Espacement des barres horizontales et verticales**

$$S_t \leq 1,5 \times e ; \quad S_t \leq 30cm$$

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

$A_{V_{min}}^{BAEL}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet

$A_{V_{min}}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adoptée par face.

Nbre/face : nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

A_H^{min} /face : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} /face : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adoptée pour 1mètre linéaire.

$$A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$$

A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

Disposition des voiles

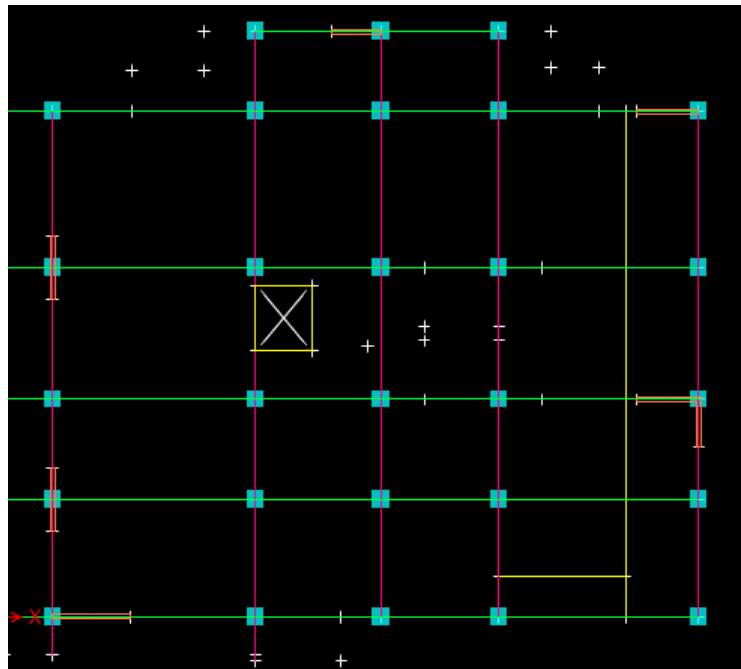


Figure V.10 disposition des voiles

Sollicitation de calcul :

Tableau V.16: les sollicitations les plus défavorables $Vx1 = 2,50$ m

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	V_{max}
E/Sol, RDC, Étage 1	-2162,2803 →855,2781	1873,1484 →-779,5662	-113,0431 →949,2442	694,47
e=20	G+Q+Ey	G+Q+Ex	0.8G+Ey	
Étage 2 , 3 ,4	-1397,0634 =>71,2154	338,6196 →-1104,7299	-283,2112 →66,1055	242,11
e=15	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ex	
Étage 5 , 6 , 7	-945,0748 →199,578	262,9512 →-878,6857	-126,4986 →161,2887	199,28
e=15	ELU	G+Q+Ex	0.8G+Ey	
Étage 8 , Terrasse	-471,9506 →188,3464	196,5989 →-263,8659	-13,3173 →153,9821	166,43
e=15	G+Q+Ex	G+Q+Ex	0.8G+Ex	

Tableau V.17: les sollicitations les plus défavorables $Vy1 = 2,00$ m

Niveaux	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	$M_{max} \rightarrow N_{cor}$	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	V_{max}
e=20				
	ELU	0,8G+Ey	0.8G+Ex	
Étage 2 , 3 ,4	-1403,2212 =>20,832	197,5735 →-1008,9044	-458,7293 →11,6425	159,14
e=15	ELU	G+Q+Ey	0.8G+Ex	
Étage 5 , 6 , 7	-941,8805 →20,0951	152,1952 →-740,809	-247,9966 →12,6878	140,39
e=15	ELU	G+Q+Ey	0.8G+Ex	

Etage 8 , Terrasse e=15	-368,6552 →17,4198	84,064 →-287,152	-78,5689 →46,8515	92,77
	ELU	G+Q+Ey	0.8G+Ey	

Tableau V.18 : Ferrailage du voile Vx1

niveaux	S_Sol+RDC+ étage 1	Etage 2 3 5	Etage 5 6 7	Etage 8 terrasses
Section (m ²)	0,2*2,5	0,15*2,5	0,15*2,50	0,15*2,5
M(KN.m)	949,24	66 ,11	161,288	153,98
N(KN)	113,04	283,21	126,49	13,31
V (KN)	694,47	242,11	199,28	166,4
τ (MPa)	1,84	0,83	0,69	0,83
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	8,53	-2,89	0,06	0,06
A_v^{min} (cm ²)	7,5	5,63	5,63	5,63
A_v^{adop} (cm ²)	9,49	6,28	6,28	6,28
t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2,04	0,94	0,77	0,77
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	3,14	3,14	3,14	3,14
σ_{max} (Mpa)	4,78	0,33	1,379	1,01
σ_{min} (Mpa)	-4,32	1,77	-0,706	0,09
Lt (m)	1,19	0,55	0,85	1,21

Lc	0,12	1,4	0,81	0,09
A^t (cm²)	4,75	1,65	2,54	3,62
A_{adopte} (cm²)	6,28	3,14	3,14	4,71
A^C (cm²)	0,25	2,1	1,21	0,13
A_{adopte}	0,79	3,14	3,14	1,57
N^{bre} /par Plan	16HA 10	16HA10	16HA10	16HA10
st(cm)	25	25	2	2

Tableau V.19 : Ferrailage du voile Vy1

niveaux	S_Sol+RDC+ étage 1	Etage 2 3 5	Etage 5 6 7	Etage 8 terrasses
Section (m²)	0,2*2	0,15*2	0,15*2	0,15*2
M(KN.m)	71,84	11,64	12,68	46,85
N(KN)	762,24	458,72	247,99	78,56
V (KN)	227,01	159,14	140,39	92,77
τ(MPa)	0,86	0,83	0,73	0,48
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	-8,53	-5,6	-2,98	-0,4
A_v^{min} (cm²)	6	4,5	4,5	4,5
A_v^{adop} (cm²)	6,28	6,28	6,28	6,28
t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	2,04	0,77	0,68	0,45
A_h^{min} (cm²)	0,6	0,45	0,45	0,45

A_h^{adop} (cm ²)	3,14	3,14	3,14	3,14
σ_{max} (Mpa)	2,44	1,64	0,95	0,73
σ_{min} (Mpa)	1,36	1,41	0,699	0,2066
Lt (m)	0,72	0,92	0,85	0,44
Lc	0,57	0,15	0,31	1,12
A^t (cm ²)	2,87	2,77	2,54	1,68
A_{adopte} (cm ²)	3,14	3,14	3,14	3,14
A^C (cm ²)	1,12	0,23	0,68	1,68
A_{adopte}	1,57	1,57	1,57	3,14
N^{bre} /par Plan	14HA 10	14HA10	14HA10	14HA10
st(cm)	20	20	20	20

V.5.5 Schéma de ferrailage

On prend comme exemple le voile Vx1

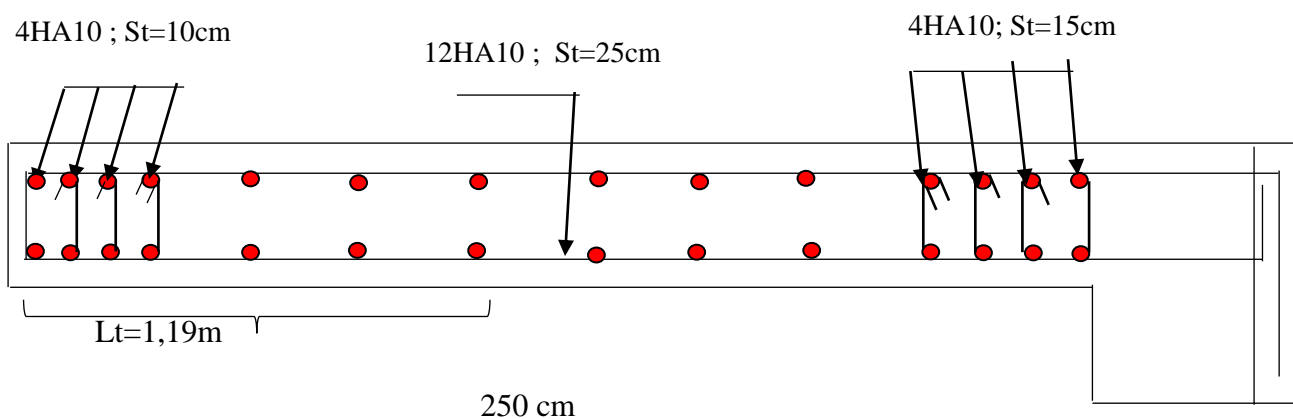


Figure V.11 schéma de ferrailage du voile Vx2 de sous-sol

➤ **Conclusion :**

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, après cette étude ont conclu que :

- ✓ Pour les poteaux, les poutres et les voile, les sollicitations adoptées pour le calcul de ferrailage sont extraite du logiciel ETABS Structurale Analysais.
- ✓ Les différents ferrailages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du RPA99/2003 et du BAE

Chapitre V

Chapitre VII

VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0,00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmission des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les déférent type de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les défirent types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu)

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=2,5m \leq B \times 6$).

Ensuit pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.3. Capacité portante du sol d'assise

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol «promotion cartier seghir » on permet de conclure les résultats suivants :

- Les sondages pénétrométriques nous ont permis homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pétrographes a enregistré des résistances de pointe forte en surface.
- Après essai et calcul on a pus déterminer les caractéristiques suivant :

D (encrage)=2,5m ; $Q_{adm}=2,00$ bar (contrainte admissible) ; $C=0KN/m^2$ (Cohésion) ; $\gamma=18 KN/m^3$ (Poids volumique); $\theta =25^\circ$ (angle de frottement interne)

VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

VI.2.4.1. semelles isolées

A/Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99/Version 2003**(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

Ainsi que les combinaisons citées par le **BAEL91** :

- ✓ 1.35G+1.5Q.
- ✓ G+Q.

La vérification à faire est : $\sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots(1)$

$N=2329,20KN$ (effort normal du poteau le plus sollicité a els donné par etabs)

Donne :

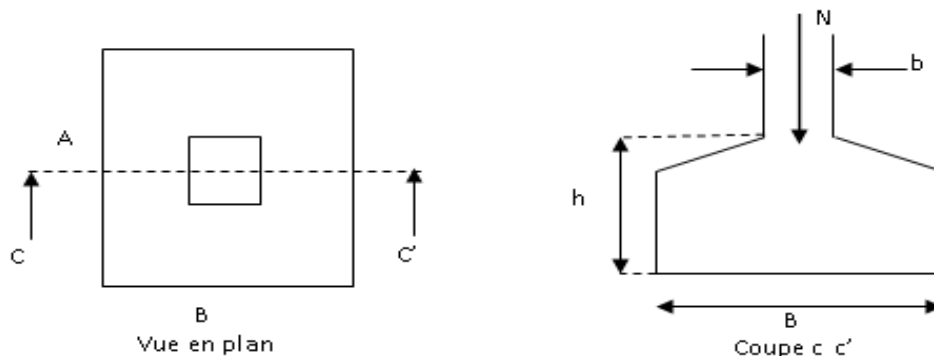


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.65}{0.60} \times \frac{2329,20}{130}} = 4,40 \text{ m}$$

L_{\min} (entre axe de poteaux) = 2,5 m ; On remarque qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

VI 2.4.2. Vérification des semelles filantes

Choissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux N1, N2, N3, N4, N5

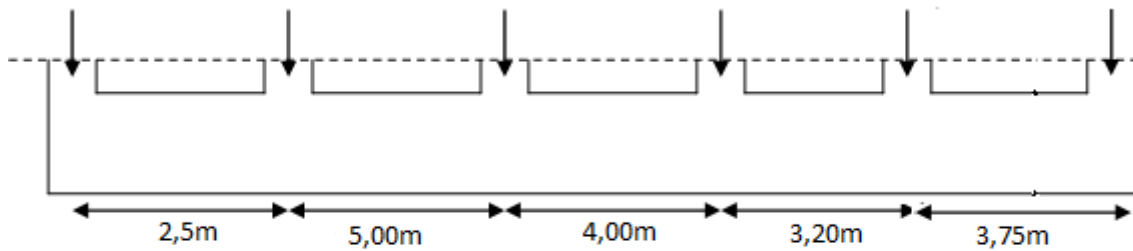


Figure VI.2 Semelle filante

Avec : $N = \sum_{i=1}^{i=5} = 507,41 + 1828,20 + 2090,20 + 2329,30 + 1814,63 + 476,18 = 9045,92KN$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{9045,92 \times 3,63}{130 \times 19,15} = 4,4m$$

4,4m > 2,5 → L_{\min} n'pas vérifiée donc on passe au radier général

Remarque :

VI .2.4.3. Radier général nervuré

La condition de rigidité

I.Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide, Donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_t : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{\max} = 6,5m$

Ce qui donne : $h_t \geq 65cm$

$$h_r \geq 32,5cm$$

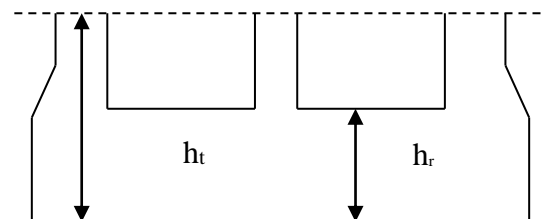


Figure VI.3 Dimension du radier.

➤ Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ($\sigma_{adm} = 2 \text{ bar}$) $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 103,04 \text{ cm}$$

Donc : $h_t \geq 103,04 \text{ cm}$

- Surface du radier : $S_{\text{radier}} \geq \frac{N}{\sigma_{adm}} = \frac{49170,1889}{130} = 378,23 \text{ m}^2$

$S_{\text{radier}} = 378,23 \text{ m}^2 \leq S_{\text{bâtiment}} = 439,4 \text{ m}^2 \Rightarrow$ le radier est sans débord.

On opte pour $S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}}$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \quad (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times 1 \text{ m}}{2 \times S_{\text{radier}}} \Rightarrow V_d = \frac{67473,61 \times 6,5 \times 1}{2 \times 489,34} = 499,06 \text{ KN}$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1,25} = \frac{499,06 \times 10^{-3} \times 1}{1,25} = 0,399 \text{ m}$$

A partir des ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 105 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.

– $h_r = 40 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} = 439,4 \text{ m}^2$.

1. Les vérifications :

➤ **Vérification au poinçonnement**

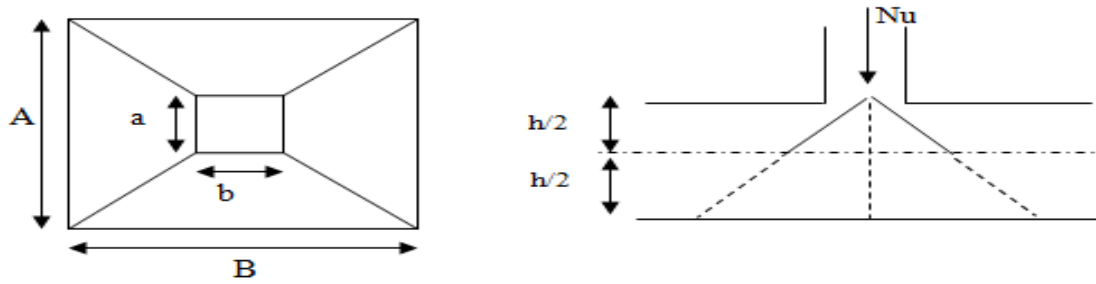


Figure VI.4 Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99 (article A.5.2,41),

Avec : N_d : L'effort normal de calcul.

h_t : l'épaisseur du radier.

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,6m$. ; $b = 0,65m$.

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,65 + 1,05 = 1,7 \\ B = b + h_t = 0,6 + 1,05 = 1,65 \end{cases} \Rightarrow U_c = 6,7m$$

$$N_d = 3,182MN \leq 0,045 \times 6,7 \times 1,05 \times \frac{25}{1,15} = 5,27MN \text{ Vérifiée (pas d'armatures d'effort$$

tranchant)

➤ **Vérification des contraintes dans le sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y, M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel etabs.

• **Dans le sens x-x**

$$\sigma_{\max} = \frac{49,170188}{439,4} + \frac{55,00}{12805,9} \times 9,35 = 0,149MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{49,17}{439,4} - \frac{55}{12805,9} \times 9,35 = 0,0745MPa$$

$$\sigma_{moy} = 0,13MPa < 0,14MPa \dots$$

• **Dans le sens y-y**

$$\sigma_{\max} = \frac{49,17}{439,4} + \frac{35}{202239} \times 10,5 = 0,117 \text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0,114 \text{MPa} < 0,13 \text{MPa}$$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans les deux sens.

➤ Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{27,66}{49,17} = 0,56 \text{m} < \frac{23,9}{4} = 5,97 \text{m}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{10,34}{49,179} = 0,21 \text{m} < \frac{19,15}{4} = 4,85 \text{m}$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ Vérification de la poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 49172,18 \text{KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 2 \text{m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} = 439,4 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau)

On trouve :

$$N = 49170,1889 \text{KN} \geq 1,15 \times 2 \times 439,4 \times 10106,12 \text{KN} \dots \text{vérifiée.}$$

Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussée hydrostatique de l'eau.

3 - Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée,

Et sollicitée à la flexion simple. Le calcul se fera

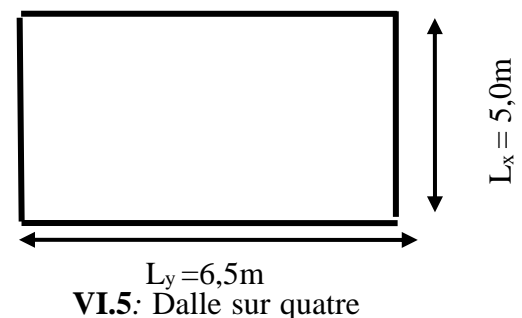
Pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferrailage pour les autres.

appuis

$L_x = 4,4 \text{m}$ et $L_y = 6,1 \text{m}$.

Soit : G_0 le poids propre du radier.



$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0,4 = 10 \text{KN} / \text{m}^2.$$

•Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{67473,61}{439,4} + 1,35 \times 10 \Rightarrow q_u = 167,05 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{49170,18}{439,4} + 10 = 121,90 \text{KN} / \text{m}^2$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G_0 le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{5,85} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

L'ELU

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0621 \times 167,05 \times 4,4^2 = 200,83 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,5105 \times 200,83 = 102,52 \text{KN.m} \end{cases}$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Moment en travées $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 170,705 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 87,142 \text{KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -100,41 \text{KN.m} \end{cases}$

L'ELS

$$\begin{cases} \mu_x = 0,084 \\ \mu_y = 0,644 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,084 \times 121,9 \times 4,4^2 = 198,238 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,644 \times 198,238 = 127,66 \text{KN.m} \end{cases} \text{Moment en}$$

travées $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 168,5023 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 108,51 \text{KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis $\begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -99,11 \text{KN.m} \end{cases}$

➤ **Ferrailage de la dalle**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$

➤ **Calcul de A_{\min}**

$$e > 12\text{cm} \left. \begin{array}{l} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 b e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.75}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3,6\text{cm}^2 \\ A_{\min}^y = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3,2\text{cm}^2 \end{cases}$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Ferrailage du radier

Position	Sens	M_u KN.m	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{\min} (cm^2/ml)	A_{choisit} (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	Selon x	170,7	14,78	3,6	5HA20=15,71	14
	Selon y	87,14	7,34	3,2	5HA14=7,7	15
En appuis	Selon x-y	100,4	8,5	3,6	5HA16=10,05	20

L'ELS

• **Vérification des contraintes du béton**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ'_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	σ'_{st} (Mpa)	Observation
En travée	X-X	168,5	10,01	15	341,22	201,633	Non vérifiée
	Y-Y	108,53	8,45	15	435,63	201,633	Non vérifiée
En appuis	X-Y	99,11	6,97	15	307,80	201,633	Non vérifiée

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 les nouvelles sections d'acier adoptées à l'ELS.

Position	Sens	M_{ser} KN.m	A_{ELU} (cm^2/ml)	A_{SER} (cm^2/ml)	A_{choisit} (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	Selon x	168,5	15,71	27,33	6HA25=29,45	15
	Selon y	108,53	7,7	17,15	6HA20=18,85	15
En appui	Selon x	99,11	10,5	15,60	5HA20=15,71	20

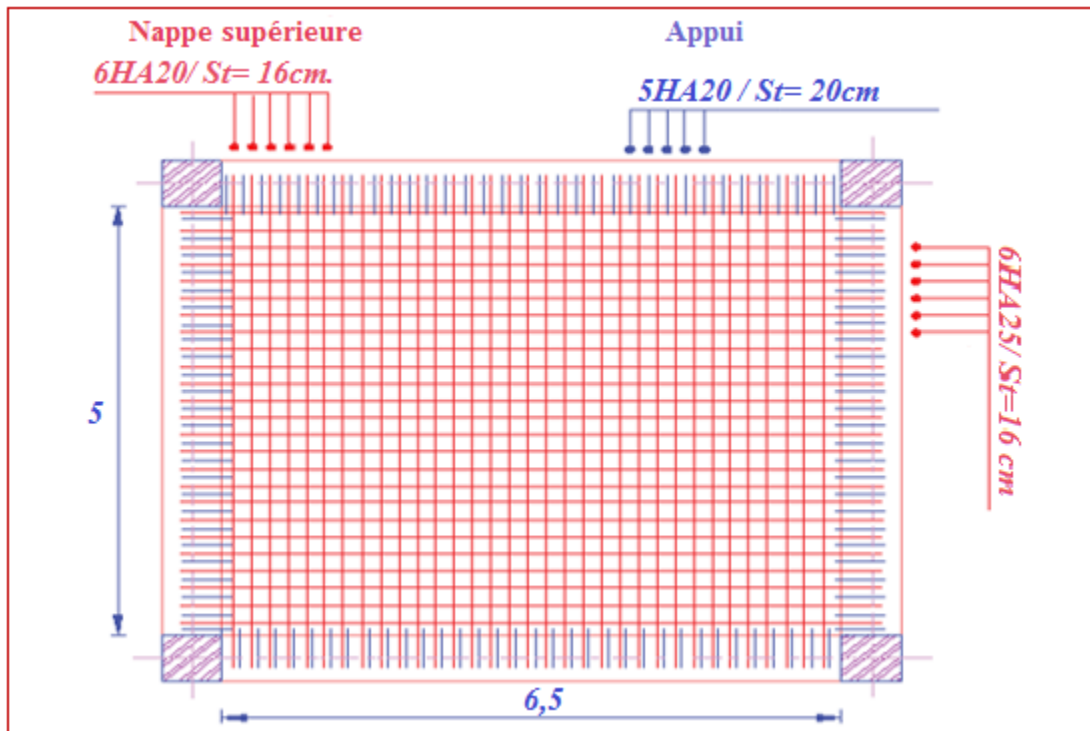


Fig.VI.6. Ferrailage de Radier

VI.2.4.4 Ferrailage des nervures

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable. $l_{\max} = 5,9m$

Cas de charge équivalent

- Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^n l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^n l_{xi}}$
- Cas d'une seule charge : $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$
 - Cas de charges trapézoïdales : $q_m = \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd}$
 - $q_v = \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_g}{3}\right) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times \left(1 - \frac{\rho_d}{3}\right) \times l_{xd}$

sachant que ; $p = \frac{N}{S_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier}$

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervure ce fait de la même manier que la poutrelle (ferraillé en flexion simple).

• **Moments aux appuis**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \dots\dots\dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moments en travée

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

Avec ; $M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$ et $x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

P (KN/m)	Mu (travée)	Ma (appui)
532,32	1931,086	0
357,30	-237,481	1922,794
325,66	-275,539	391,146
529,32	1347,813	1851,80

P (KN/m)	Mu (travée)	Ma (appui)
464,36	117,366	0
426,36	697,34	-624,996
371,15	252,267	644,485
296,97	-11,307	350,167
348,01	413,544	435,06

Moments défavorable A L'ELS :

Tableau VI.6 Sollicitations à l'ELS

Sens	Localisation	M (KN.m)
X-X	Travée	1922,79
	Appui	-1398,96
Y-Y	Travée	676,34
	Appui	-469,263

• **Ferraillage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferraillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=105\text{cm}$

$h_0=40\text{cm}$

$b_0=60\text{cm}$

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; b \leq \min\left(\frac{2,7}{10}; \frac{4,3}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,1\text{m.}$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; b \leq \min\left(\frac{3}{10}; \frac{4}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,15\text{m.}$$

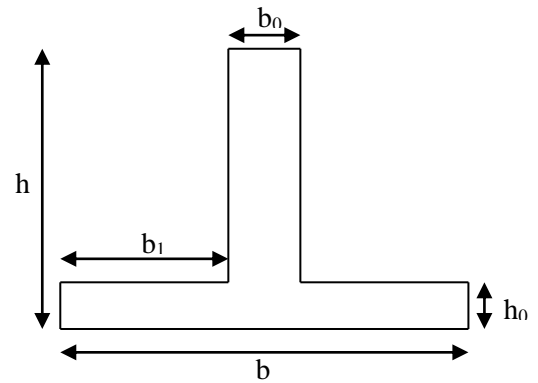


Fig. VI. 7. Section à ferrailler.

Tableau VI.7 Résumé des résultats du ferraillage des nervures

Sens	Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	1922,794	57,46	13,282	63,81	13HA25
	Appui	-1931,086	57,19	13,28	63,81	13HA25
Y-Y	Travée	617,34	18,1	14,001	18,85	6HA20
	Appui	-644,48	13,89	14,001	18,85	6HA20

➤ **Les Vérifications**

• **Vérification de l'effort tranchant**

;

$V = 2025,204$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 1,84\text{MPa} < 2.5\text{MPa.}$$

• **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$\Phi_t \geq \min (6 \text{ mm} ; 3\text{mm} ; 16 \text{ mm})=6 \text{ mm}$ On adopte a un étrier $\Phi 10$.

• **Espacement des aciers transversaux**

Soit : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St = \min(90; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$St \leq \frac{At \times fe}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 60} = 52,33\text{cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times At \times fe}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 19,75\text{cm}$$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

• **Armatures de peau :**

D'après le CBA(Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section

$A_p = 3\text{cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 75\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0.75 = 2,25\text{cm}^2$. On adopt 2HA14 = $3,08\text{cm}^2/\text{face}$.

• **Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8 Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	$M_{ser}(\text{KNm})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_s(\text{MPa})$	Obs
X-X	Travée	1404,8	11,025	15	488,28	201,63	Non vérifiée
	Appui	1398,9	9,44	15	333,94	201,63	Non vérifiée
Y-Y	Travée	507,2	3,85	15	175,9	201,63	vérifiée
	Appui	469,26	13,89	15	111,021	201,63	vérifiée

Recalculé à L'ELS :

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 Nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M_{ser} KN.m	A_{ELU} (cm^2/ml)	A_{SER} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)
En travée	x	491,187	63,81	76,08	16HA25
	y	507,22	18,1	/	/
En appui	x	1398,9	63,81	77,062	16HA25
	y	469,26	13,89	/	/

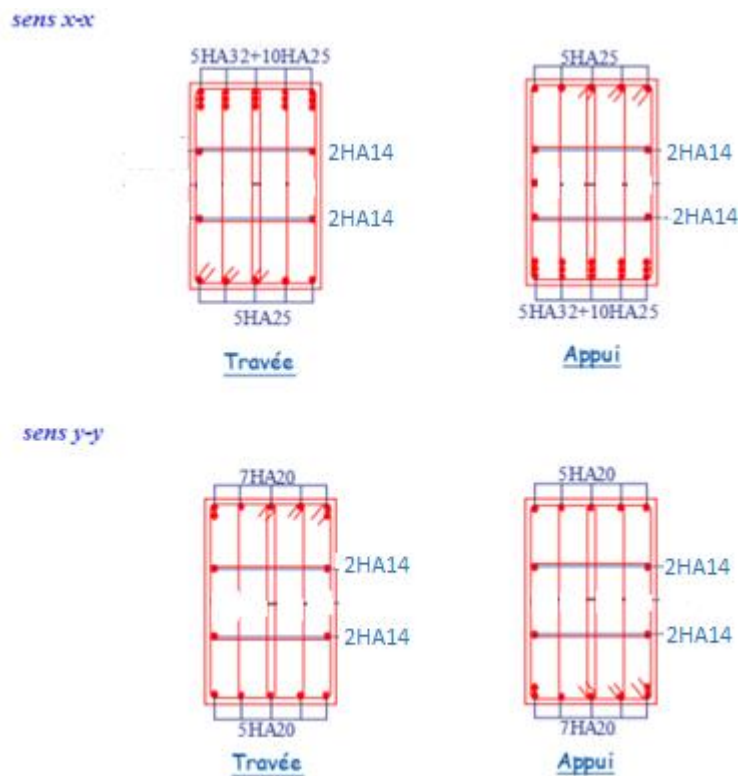


Fig.VI.8 Ferrailage des nervures

VI.3 Voiles périphériques

Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 20 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante

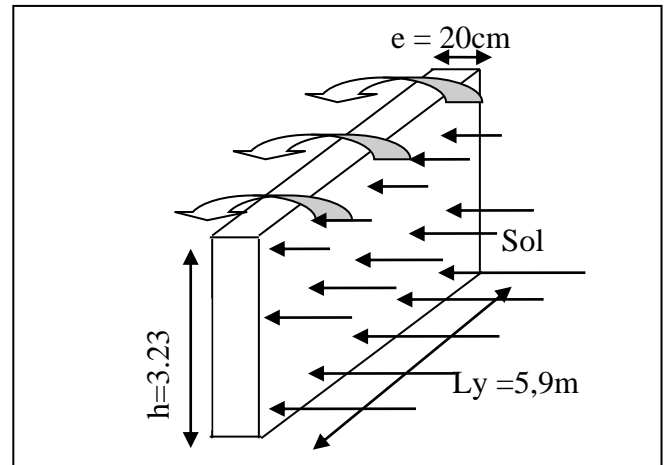
Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h=3,23\text{m}$.
- Epaisseur : $e=20\text{cm}$.

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 20,05\text{KN/m}^3$
- angle de frottement : 23°

Cohésion : $C=0,3 \text{ KN/m}^2$



Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation

Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à 10 KN/m^2 .

Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times C \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 18 \times 2,8 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) - 0,3 \times \text{tg}\left(\frac{180}{4} - \frac{23}{2}\right) = 25,43 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 10 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{23}{2}\right) = 4,38 \text{ KN/m}^2$$

Ferraillage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU

$$P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 33,7 \text{ KN/m}$$

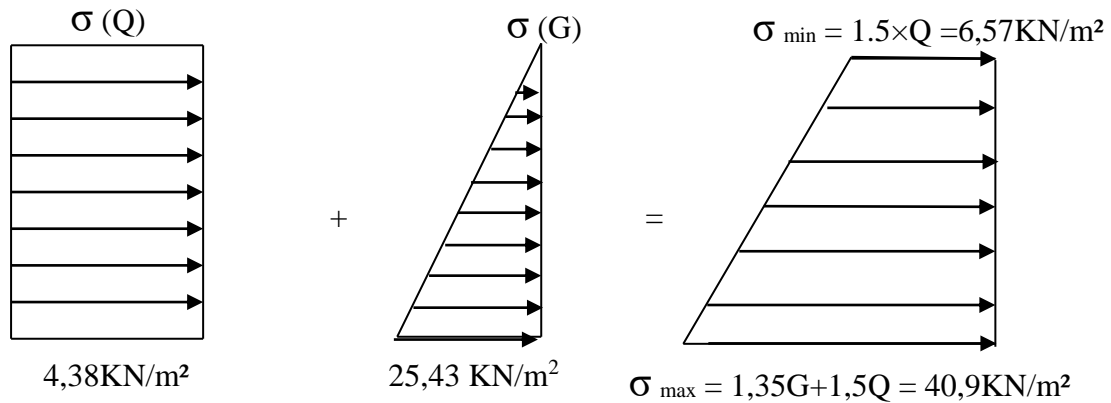


Fig. VI.10. Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 3,03, \text{m} ; \quad L_y = 5,9 \text{m} ; \quad e = 20 \text{cm} ; \quad b = 100 \text{cm}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 32,31 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 32,31 \text{KN} / \text{ml}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,51 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0951 \\ \mu_y = 0,250 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II)}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0951 \times 40,9 \times 3,03^2 = 35,70 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,25 \times 35,70 = 9,42 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 30,34 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 8,00 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ap} = -0,5 \times M_x = -17,85 \text{KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 Ferrailage du voile périphérique.

Position	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Choix
Travée	X-X	30,34	6,11	2	6,16	5T14
	Y-Y	9,42	1,8	2	3,14	4T10
Appui		-17,85	3,52	2	6,16	4T14

Espacement des armatures : nous avons (F.N) donc :

Armatures // L_x : St ≤ min (2e, 25cm) =20cm

Soit : St=20cm

Armatures // L_y : St ≤ min (2e, 25cm) =25cm

Soit : St=25cm

Vérifications

A L'ELU:

- **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,51 > 0,4$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e \quad ; \quad \rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour Fe 400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,51) \times 100 \times 20 = 1,992 \text{cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{cm}^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$A_a > A_{min} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa.}$$

$$\left\{ \begin{aligned} V_x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{40,9 \times 3,03}{2} \times \frac{5,9^4}{3,03^4 + 5,9^4} = 57,9 \text{KN} \\ V_y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{40,9 \times 5,9}{2} \times \frac{3,03^4}{3,03^4 + 5,9^4} = 8,85 \text{KN.} \end{aligned} \right.$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{40,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,24 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée} \\ \tau_{uy} = \frac{8,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,052 < 2,5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{\max} = G + Q = 25,43 + 4,38 = 29,81 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = 4,38 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 23,45 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ml} = 23,45 \text{KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,09870 \\ \mu_y = 0,3758 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe II).}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0987 \times 23,45 \times 2,8^2 = 18,14 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,3758 \times 18,14 = 6,91 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travée** $\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_x = 15,41 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 5,873 \text{KN.m} \end{cases}$
- **Moments en appui** $M_a^x = M_a^y = 0,5 \times M_x = -9,07 \text{KN.m}$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}\right) = 201,63 \text{MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	X-X	15,41	5,18	15	200,12	201,63
	Y-Y	5,87	2,44	15	149,32	201,63
Appui		-9,07	2,46	15	119,70	201,63

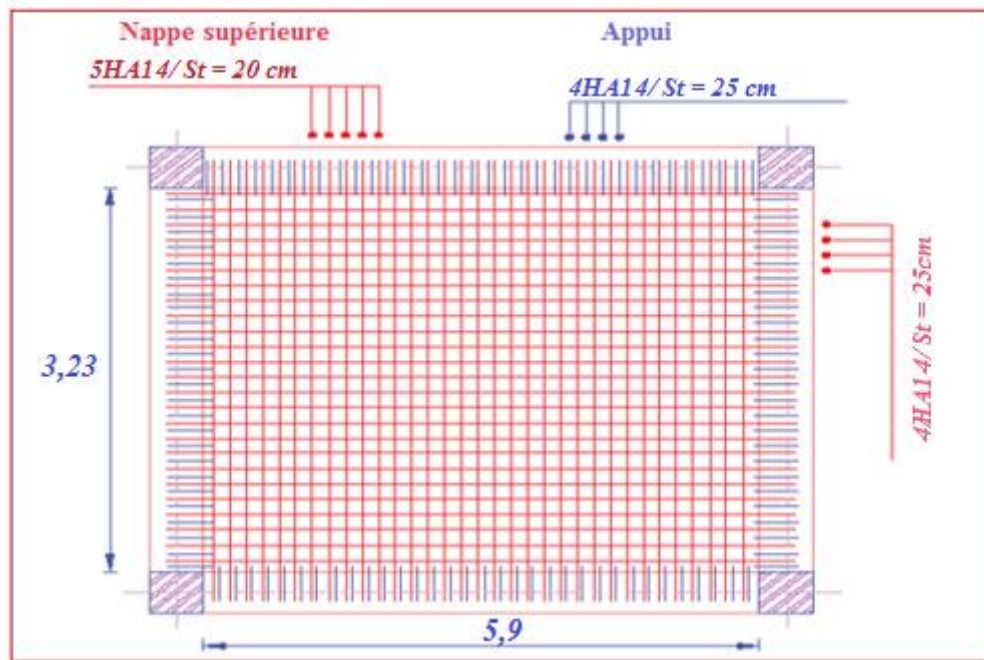


Figure.VI.11 Ferrailage de voile périphérique

Conclusion

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantage concernant le domaine de bâtiment tout en respectant la réglementation en vigueur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influencent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS2016, nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales n'est satisfaite qu'après le redimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux (de RDC jusqu'aux 8^{ème} étages) sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre Structure.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

- ◆ **D.T.R.- B.C. 2.48** : Règles parasismiques Algériennes RPA99/version2003

- ◆ **D.T.R.- B.C. 2.41** : CBA93: code du béton armé.

- ◆ **Règles BAEL 91 modifiées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites

- ◆ **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation .OPU; 1989

- ◆ **CHARET. Y** : calcul des ouvrage en béton armé (règles CBA 93 RPA 2003); OPU 2004

- ◆ **J.P. MOUGIN** : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Béton armé 2^{eme} Edition 2000.

- ◆ Autres documents consultés :
 - Mémoires de fin d'études
 - Cahier de cours de cursus.

- ◆ Logicielles utilisé
 - Etabs 2016
 - Excel2007
 - SECOTEC
 - AUTOCAD 2016

ANNEXES

Annexe I

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \varepsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\varepsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \varepsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \varepsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\varepsilon_{sc} < \varepsilon_1$$

$$z = d * (1 - 0.4 * \alpha)$$

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \varepsilon_s$$

OUI

NON

$$\varepsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = \frac{M_U - M_1}{(d - d') * f_{st}}$$

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

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Annexe II

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.0110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.0098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.0087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.0075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.0063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.0051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.0038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.0026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.0013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.0000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe III
Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx *$

L_y

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.7$

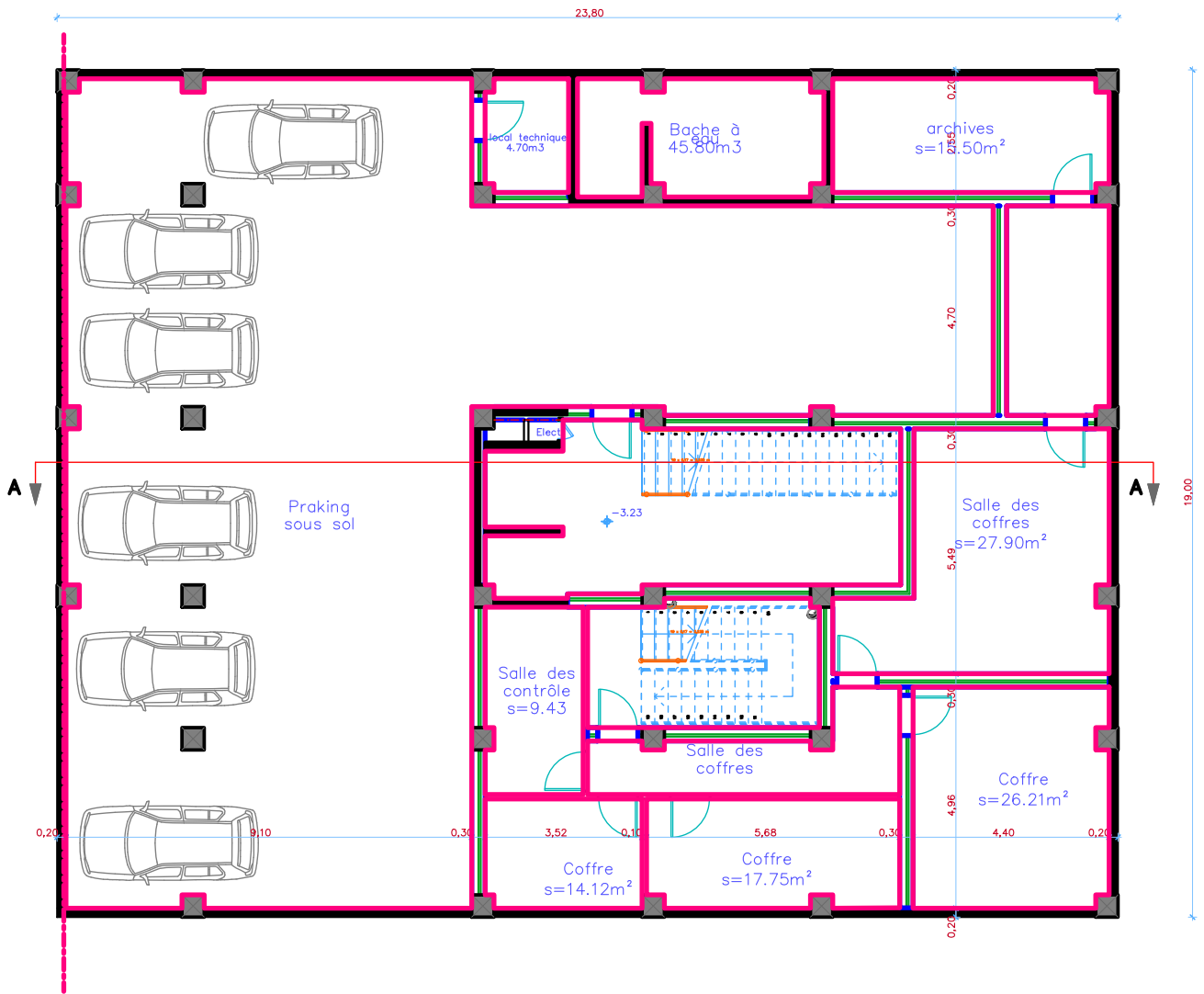
		u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067	
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067	
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066	
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065	
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063	
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060	
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054	
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049	
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042	
Valeur de M2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074	
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067	
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056	
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051	
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047	
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043	
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035	
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032	

Annexe IV

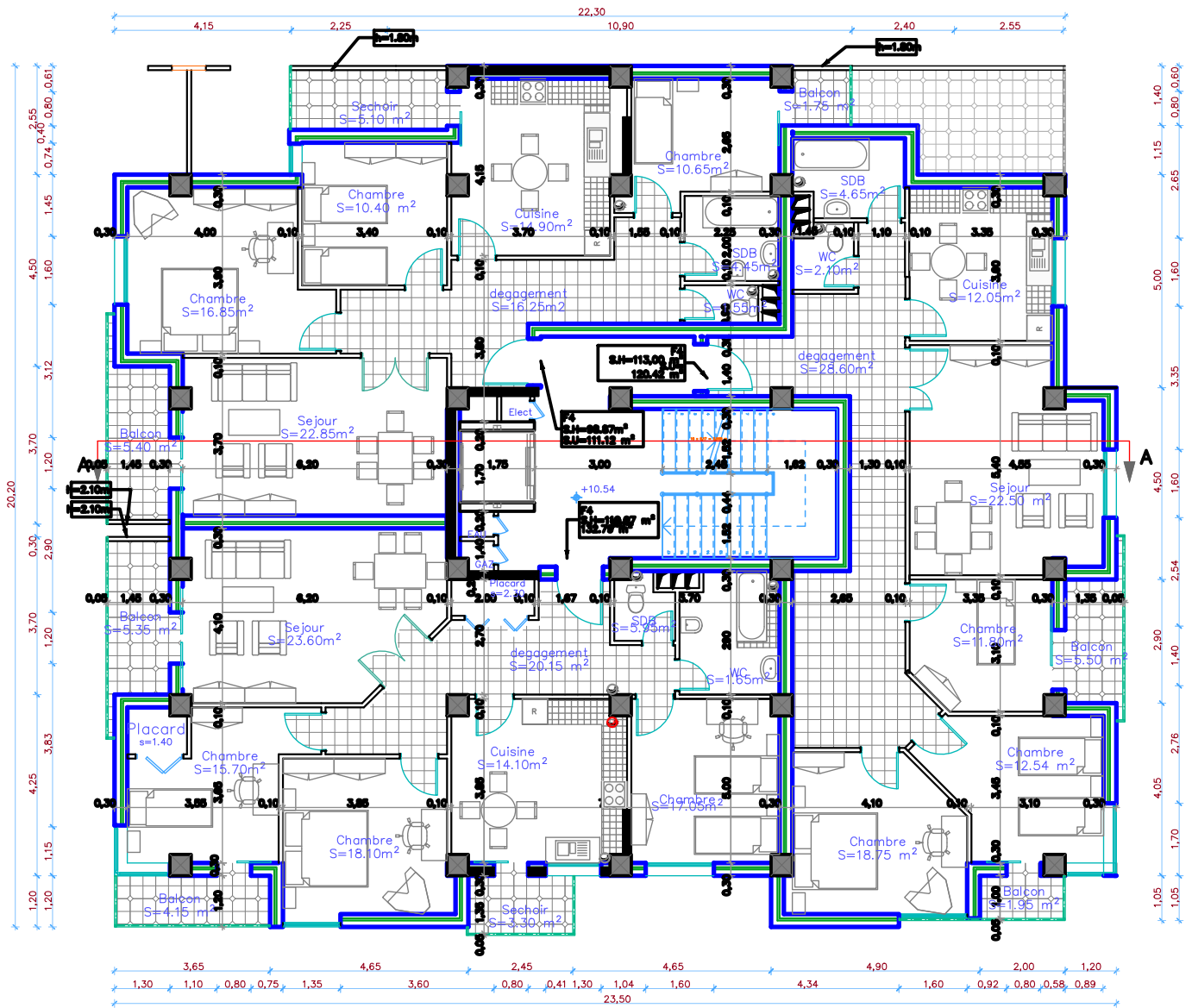
Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	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	19.64	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	80.09	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	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	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

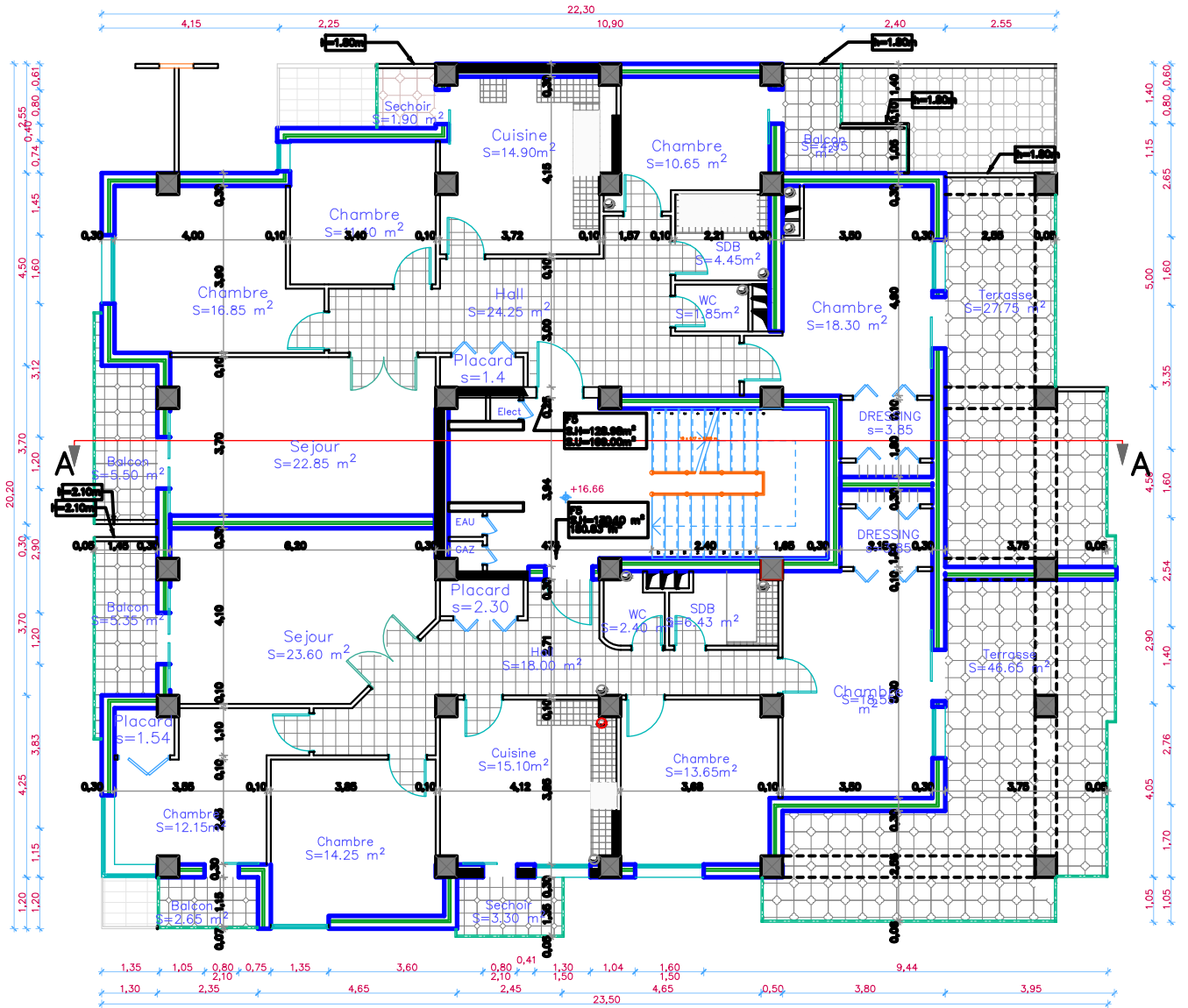
Plans de la structure



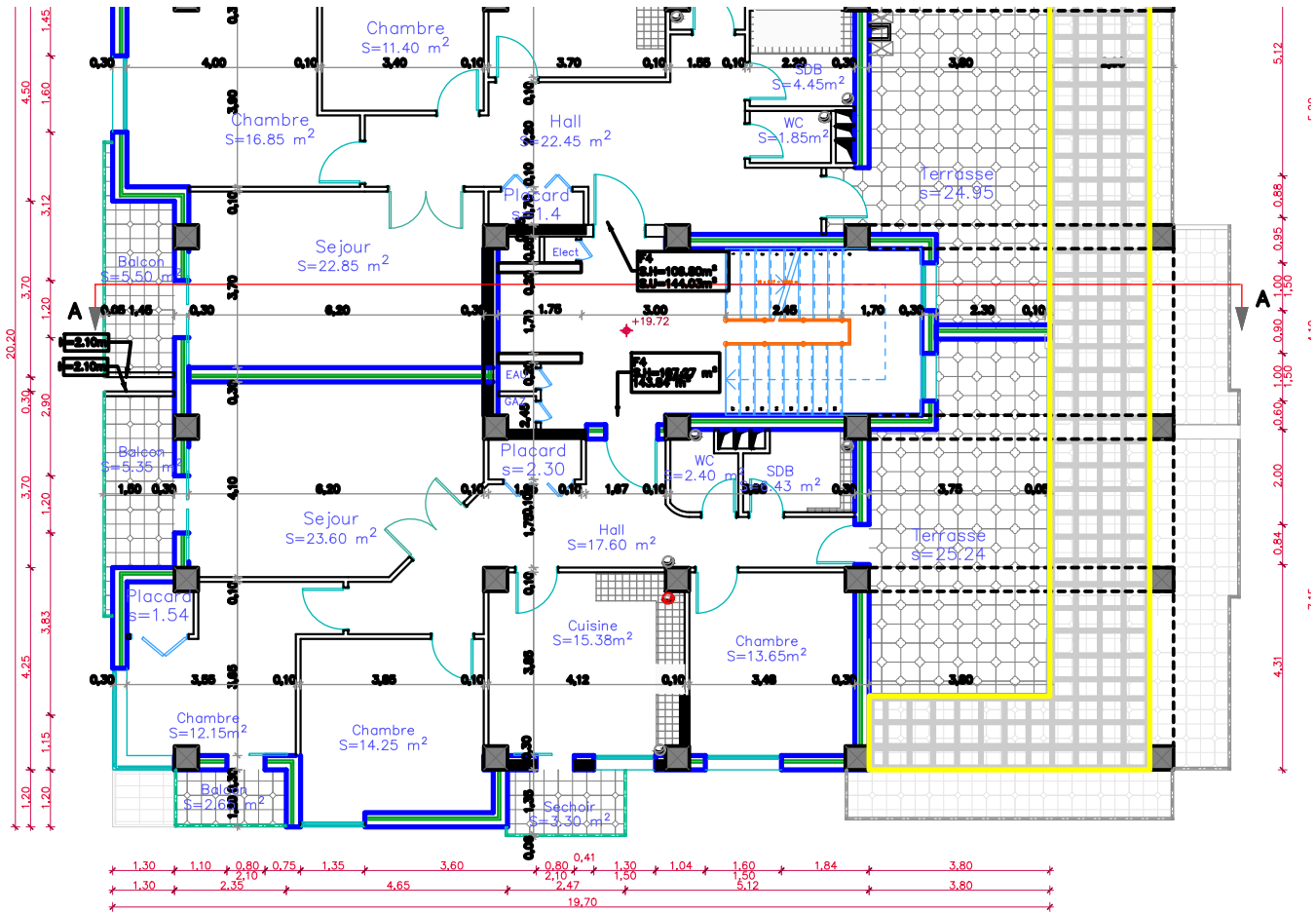
vue en plan sous sol



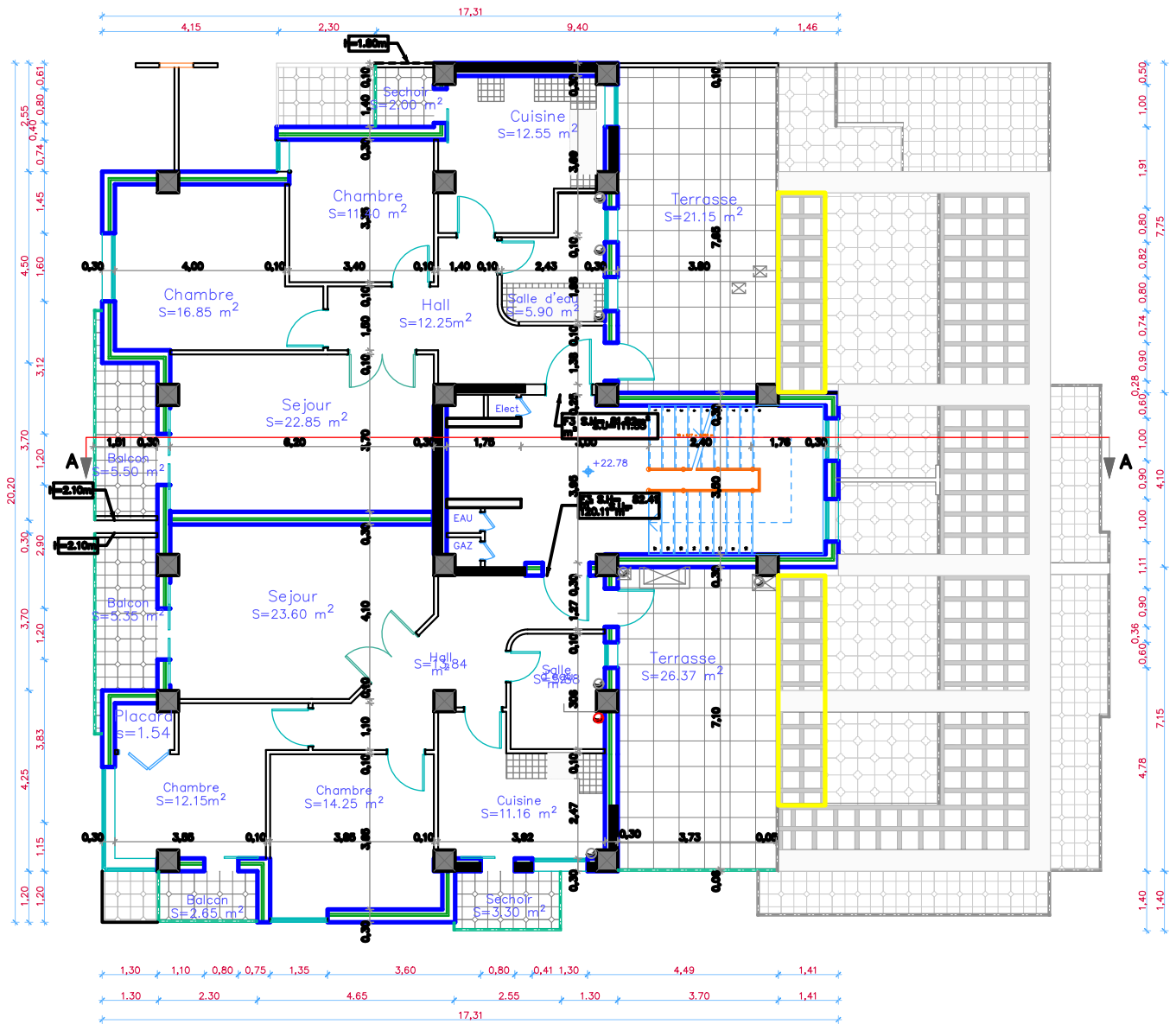
vue en plan 2-3eme étage



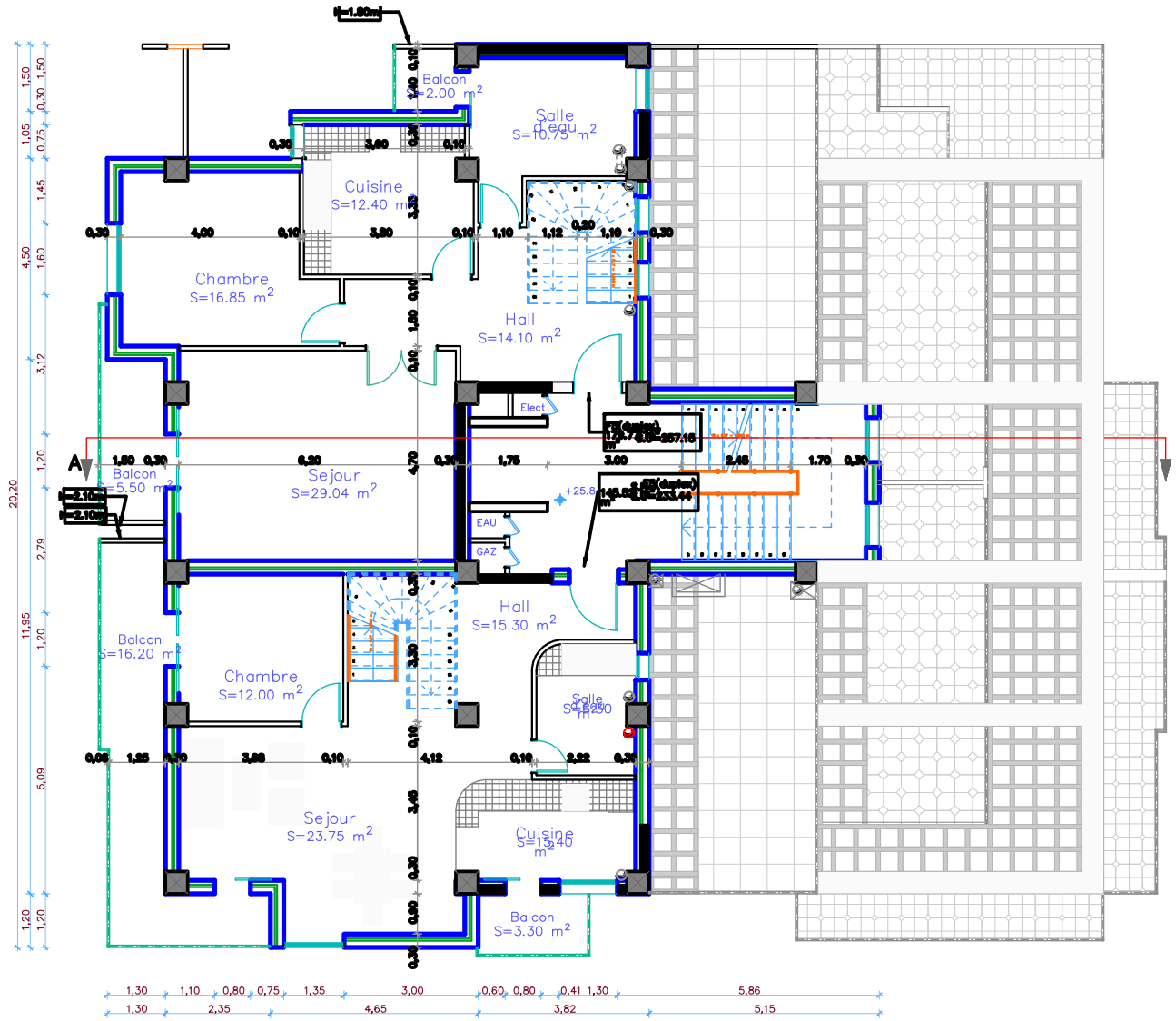
vue en plan 4eme étage



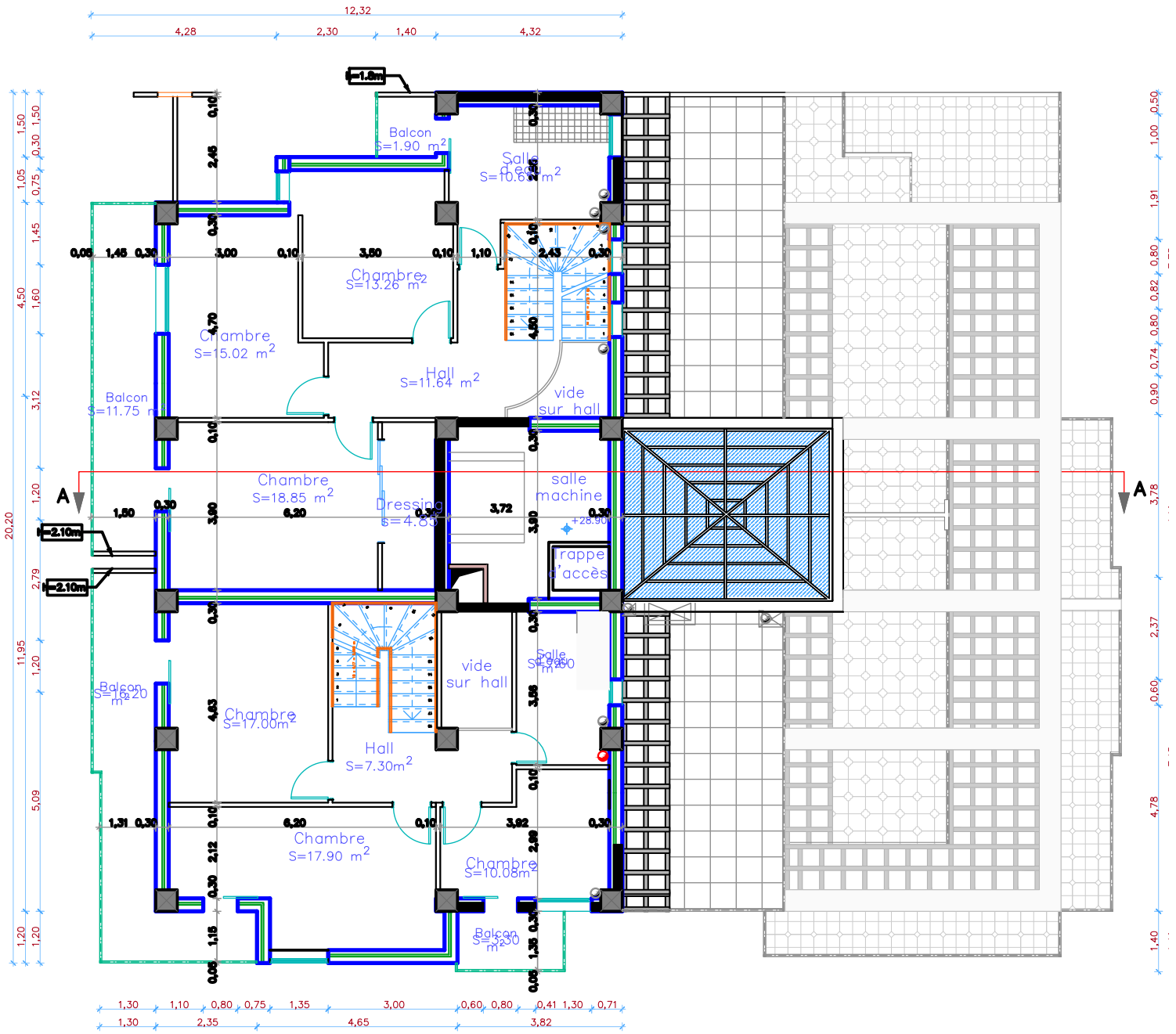
vue en plan 5eme étage



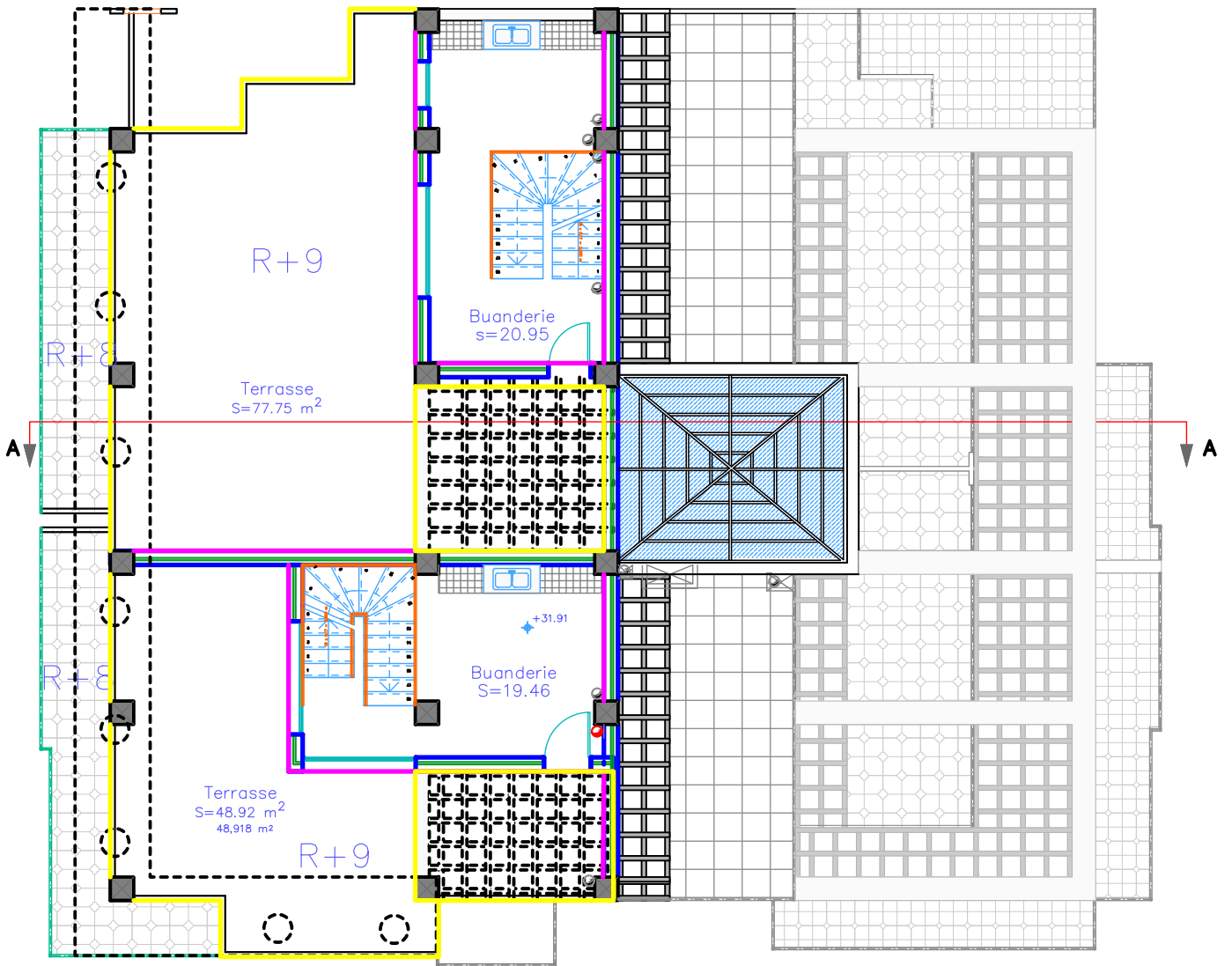
vue en plan 6eme étage



vue en plan
7eme étage (1er
niv duplex)



vue en plan 8eme
 étage
 (2eme niv^{duplex})



vue en plan terrasse

