

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA – Bejaia
Faculté de Technologie
Département de génie civil

Mémoire de Fin d'étude

Pour l'obtention du diplôme de master en Génie Civil

Option : structures

Thème

Etude d'un Bâtiment (R+7+3Entre-sol) en béton armé à Usage d'Habitation contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

Réalisé par :

HAMIDOUCHE ROSA
BOUBADJOU KENZA

Encadré par :

M^M : HAMOUCHE

Devant le jury composé

M^r MEZHOUD
M^r BOUZIANE

Année universitaire : 2021 / 2022

Remerciements

Avant toute chose nous remercions dieu le tout puissant de nous avoir donnée la force et de la patience.

Nous exprimons d'abord nos profonds remerciements à Mme Hamouché Sabiha, pour son aide inestimable qu'elle nous a accordé, ses conseils et sa disponibilité.

Nos remerciements également aux membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de participer à évaluer ce modeste travail.

Par la même occasion nous remercions aussi tous ceux qui nous ont aidés, de près ou de loin, à réaliser ce travail. Un profond merci à tous les profs qui nous ont suivis depuis le début de notre carrière scolaire.

Merci à tous

Dédicace

Au nom d'Allah clément et miséricordieux

Aux bougies qui s'enflamment pour nous éclaircir le chemin de la vie je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents pour leurs patiences, leurs soutiens et leurs sacrifices

A mes chères sœurs :

Siham, Sonia, Thiziri, Lydia et Kenza

A mon mari Kader et sa famille

A ma très chère nièce Nino

Au maris de mes sœurs (Khelifa, Fateh, Youdas)

A tous mes oncles, tantes, cousins et cousines

A notre encadreur : Mme Hamouche Sabiha

Je le dédie a tous ceux qui m'ont aidé pour le réaliser.

ROSA

Dédicace

Au nom d'Allah clément et miséricordieux

Aux bougies qui s'enflamment pour nous éclaircir le chemin de la vie je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents pour leurs patiences, leurs soutiens et leurs sacrifices

A ma chère sœur :

Manel

A mes chers frères :

Kouceïla, Mohand

A tous mes oncles, tantes, cousins et cousines

A notre encadreur : Mme Hamouche Sabiha

Je le dédie a tous ceux qui m'ont aidé pour le réaliser.

KENZA

Table des matières

Introduction générale

CHAPITRE I : Généralité

I. Introduction.....	1
I.1. Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2. Caractéristiques de l'ouvrage.....	1
I.3. Règlements et normes utilisés.....	3
I.4 Etats limites.....	3
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	4
I.6. Combinaison de calcul.....	6

CHAPITRE II : Pré dimensionnement des éléments

II. Introduction.....	7
II.1. Les planchers.....	7
II.1.1. Plancher à corps creux.....	7
II.1.2 Plancher dalle pleine.....	10
II.2 Escaliers.....	12
II.3 Les poutres.....	16
II.4 Les voiles.....	17
II.5 Les poteaux.....	18
II.6 L'acrotère.....	19
II.7 Evaluation des charges et surcharges.....	19

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

III. Introduction.....	32
III.1 Etude de plancher.....	32
III.1.1 Etude des poutrelles.....	32
III.1.2 Etude des dalles pleines.....	50
III.2 Etude d'escalier.....	53
III.3 Etude de la poutre brisée.....	56

III.4 Etude poutre de chainage.....	61
III.5 Etude d'ascenseur.....	63
III.6 Etude de l'acrotère.....	65

CHAPITRE IV :Etude dynamique

IV.1. Introduction.....	69
IV.2. Méthodes de calcul de la force sismique.....	69
IV.2.1Méthode statique équivalente.....	69
IV.2.2Méthode d'analyse modale spectrale.....	69
IV.3. Calcule de la force sismique.....	69
IV.4. Méthode d'analyse modale spectrale	71
IV.5. Modélisation et résultats.....	72
IV.5.3. Les vérifications exigées par le RPA 99/2003.....	74

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

V. Introduction.....	79
V.1.Etude des poteaux.....	79
V.1.1 Recommandations du RPA99/Version 2003.....	79
V.1.2 Sollicitations de calcul.....	81
V.1.3 Calcul du ferrailage.....	81
V.1.4 Vérification nécessaires.....	84
V.2.Etude des poutres.....	87
V.2.1 Recommandations du RPA99/version 2003.....	88
V.2.2 Ferrailage des poutres.....	89
V.3.Etude des voiles.....	95
V.3.1 Recommandations du RPA99/version 2003.....	95
V.3.2. Sollicitations de calcul.....	96
V.3.3. Calcul du ferrailage.....	98

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

VI. Introduction.....	107
VI.1. Choix du type des fondations.....	107
VI.2. Calcul de la surface des fondations.....	107
VI.4 Vérification de la semelle filante.....	107
VI.4.1Etude de la semelle filante.....	109

VI.4.2 Le Ferrailage.....	110
VI.5 Etude de la poutre de rigidité.....	111
VI.5.5 Le Ferrailage.....	111
VI.6 Etude des longrines.....	113
VI.6.3 Ferrailage.....	113
VI.7 Etude du voile périphérique.....	114

Conclusion générale

Liste des tableaux

CHAPITRE II

Tableau II.1 Présentation des différents types de dalles pleines.....	11
Tableau II.2 Prédimensionnement des dalles pleines.....	12
Tableau II.3 Présentation des différentes cages d'escalier.....	13
Tableau II.4 Prédimensionnement des escaliers.....	15
Tableau II.5 Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	19
Tableau II.6 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (corps creux)..	19
Tableau II.7 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)..	20
Tableau II.8 Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible (corps creux)....	20
Tableau II.9 Evaluation des charges dans le plancher étage courant (corps creux).....	20
Tableau II.10 Evaluation des charges dans le plancher étage courant (dalle pleine).....	21
Tableau II.11 Evaluation des charges dans le balcon en dalle pleine.....	21
Tableau II.12 Evaluation des charges sur la volée (étage courant et RDC).....	21
Tableau II.13 Evaluation des charges sur la volée (entre sol 1 et 3).....	22
Tableau II.14 Evaluation des charges sur le palier.....	22
Tableau II.15 Evaluation des charges des murs extérieurs.....	23
Tableau II.16 Evaluation des charges de l'acrotère.....	23
Tableau II.17 Résultats de la descente de charge.....	25
Tableau II.18 Vérification des poteaux à la compression simple.....	28
Tableau II.19 Vérification des poteaux au flambement.....	30

CHAPITRE III

Tableau III.1 Les différents types des poutrelles.....	32
Tableau III.2 Les charges revenantes sur les poutrelles.....	33
Tableau III.3 Sollicitations maximales dans les types des poutrelles Entre sol 1 et 2 et 3..	35
Tableau III.4 Sollicitations maximales dans les types des poutrelles des étages 1,2,3,4....	35
Tableau III.5 Sollicitations maximales dans les types des poutrelles du 5ème étage.....	36
Tableau III.6 Sollicitations maximales dans les types des poutrelles du 6ème étage.....	36
Tableau III.7 Sollicitations maximales dans les types des poutrelles du 7ème étage.....	36
Tableau III.8 Sollicitations maximales dans les types des poutrelles du terrasse accessible (6ème étage).....	37

Tableau III.9 Sollicitations maximales dans les types des poutrelles du terrasse inaccessible.....	37
Tableau III.10 Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles.....	37
Tableau III.11 Calcul du ferrailage a l'ELU des différents niveaux.....	40
Tableau III.12 Vérification nécessaire à l'ELU.....	43
Tableau III.13 Vérification des contraintes à l'ELS.....	45
Tableau III.14 Vérification de la flèche pour les autres types des poutrelles.....	48
Tableau III.15 Schéma de ferrailage des poutrelles.....	48
Tableau III.16 Ferrailage de la dalle sur quatre appuis.....	51
Tableau III.17 Vérifications des contraintes à l'ELS.....	51
Tableau III.18 Ferrailage des autres panneaux de dalle.....	52
Tableau III.19 Ferrailage à l'ELU de l'escalier.....	54
Tableau III.20 Ferrailage à l'ELS.....	55
Tableau III.21 Ferrailage à l'ELU de la deuxième volée.....	55
Tableau III.22 Ferrailage à l'ELS.....	56
Tableau III.23 Les sollicitations de la poutre brisée.....	58
Tableau III.24 Ferrailage de la poutre brisée.....	58
Tableau III.25 Ferrailage de la poutre brisée à la torsion.....	59
Tableau III.26 Vérification a l'ELS de la poutre brisée.....	60
Tableau III.27 calculs des sollicitations de la poutres de chainage	61
Tableau III.28 Résultats obtenus pour le ferrailage des poutres de chainage.....	61
Tableau III.29 Vérification des contraintes à l'ELS.....	62
Tableau III .30 Résultats obtenus pour le ferrailage de la dalle d'ascenseur.....	63
Tableau III.31 Vérification des contraintes à l'ELS.....	64
Tableau III.32 Les moments engendrés par les efforts normaux.....	65
Tableau III.33 Les différent combinaisons a utilisé.....	66

CHAPITRE IV

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités	71
Tableau IV.2 Périodes et participations massiques.....	73
Tableau IV.3 Vérification de la résultante des forces.....	74
Tableau IV.4 Vérification de l'interaction verticale au RDC.....	75
Tableau IV.5 Vérification de l'interaction horizontale sens X-X.....	75

Tableau IV.6 Vérification de l'interaction horizontale sens Y-Y.....	75
Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal réduit.....	76
Tableau IV.8 Vérification des déplacements dans le sens x.....	77
Tableau IV.9 Vérification des déplacements dans le sens y.....	77
Tableau IV.10 Vérification a l'effet P- Δ	78

CHAPITRE V

Tableau V.1 Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux exigés par le RPA.....	80
Tableau V.2 Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux.....	81
Tableau V.3 Ferrailage des poteaux.....	83
Tableau V.4 Ferrailage transversale des poteaux.....	83
Tableau V.5 Vérification des poteaux au flambement.....	84
Tableau V.6 Vérification des contraintes dans le béton.....	85
Tableau V.7 Vérification aux sollicitations tangentes dans les poteaux.....	85
Tableau V.8 Schéma de ferrailage des poteaux	87
Tableau V.9 Dimensions des poutres.....	87
Tableau V.10 Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA.....	88
Tableau V.11 les sollicitations les plus défavorables.....	88
Tableau V.12 Ferrailage des poutres principales et les poutres secondaires.....	90
Tableau V.13 Vérification de la condition de non fragilité.....	91
Tableau V.14 Vérification des contraintes tangentielles.....	91
Tableau V.15 Vérification de l'état limite de compression.....	91
Tableau V.16 Vérification de l'état de déformation.....	92
Tableau V.17 Schéma de ferrailage des poutres.....	92
Tableau V.18 Les moments résistants dans les poteaux.....	94
Tableau V.19 Les moments résistants dans les poutres principales.....	94
Tableau V.20 Vérification de la zone nodale.....	94
Tableau V.21 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x1}=1,4m$ dans tous les niveaux	96
Tableau V.22 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1,8m$ dans tous les niveaux	96
Tableau V.23 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x3}=0,7m$ dans tous les niveaux	97
Tableau V.24 Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}=0,85m$ dans tous les niveaux	97
Tableau V.25 Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=1m$ dans tous les niveaux....	97

TableauV.26	Sollicitations maximales dans $V_{y2}=1m$ le voile dans tous les niveaux...	97
TableauV.27	Sollicitations maximales dans le voile $V_{y3}=1,2m$ dans tous les niveaux..	98
TableauV.28	Sollicitations maximales dans le voile $V_{y4}=1,2m$ dans tous les niveaux..	98
TableauV.29	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	100
TableauV.30	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	101
TableauV.31	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	101
TableauV.32	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x4} dans tous les niveaux.....	102
TableauV.33	Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	103
TableauV.34	Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	104
TableauV.35	Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	104
TableauV.36	Sollicitations de calcul dans le voile V_{y4} dans tous les niveaux.....	105

CHAPITRE VI

Tableau VI.1	Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité.....	112
Tableau VI.2	Ferraillage de la poutre de rigidité.....	112
Tableau VI.3	Ferraillage du voile périphérique.....	115
Tableau VI.4	Vérification des contraintes dans les voiles périphériques.....	117

Liste des figures

CHAPITRE II

Figure II.1 Plancher à corps creux.....	8
Figure II.2. Vue en plan de la disposition des poutrelles du l'entre sol 3.....	8
Figure II.3. Vue en plan de la disposition des poutrelles de l'étage courant.....	9
Figure II.4. Coupe Transversale Des Poutrelles.....	9
Figure II.5. Schéma de 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée.....	14
Figure II.6. Schéma de 2 ^{ème} volée.....	15
Figure II.7. Coupe de voiles en élévation.....	18
Figure II.8. Coupe transversale de l'acrotère.....	19

CHAPITRE III

Figure III.1. Schéma statique de la poutrelle type 3.....	33
Figure III.2. Diagramme des moments pour une poutre a deux travées.....	34
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à deux travées.....	35
Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	49
Figure III.5. Panneau de dalle D9.....	50
Figure III.6 Schéma de ferrailage de la dalle pleine.....	52
Figure III.7 Schéma statique de la 1er et 3ème volée.....	53
Figure III.8 Schéma statique de la deuxième volée.....	55
Figure III.9 Schéma de ferrailage de la 1ère et 3ème volée de l'escalier d'étage courant	56
Figure.III.10 Schéma statique de la poutre brisée.....	56
Figure III.11 Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	61
Figure III.12 Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	62
Figure III.13 Schéma de ferrailage de la dalle pleine local machinerie.....	65
Figure III.14 Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	67

CHAPITRE IV

Figure IV.1 Spectre de réponse pour les deux sens X et Y.....	72
Figure IV.2 Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel Etabs V16.....	72
Figure IV.3 Vue en plan de la disposition des voiles.....	73

Figure IV.4 Translation selon Y.....	74
Figure IV.5 Translation selon X.....	74
Figure IV.6 Rotation selon Z.....	74

CHAPITRE V

Figure V.1 Zone nodale.....	80
Figure.V.2 Zone nodale.....	93
Figure.V.3 Schéma des contraintes.....	99
FigureV.4 Schéma de ferrailage du voile.....	106

CHAPITRE VI

FigureVI.1 Coup d'une Semelle filante.....	108
FigureVI.2 Schéma de ferrailage de la semelle filante.....	111
FigureVI.3 Schéma statique de la poutre de rigidité.....	112
Figure VI.4 Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité.....	113
Figure VI.5 Schéma de ferrailage de la longrine.....	114
FigureVI.6. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	117

Liste des symboles

- A** : Coefficient d'accélération de zone.
- A_s** : Aire d'une section d'acier.
- A_t** : Section d'armatures transversales.
- B** : Aire d'une section de béton.
- \emptyset : Diamètre des armatures, mode propre.
- Q** : Charge d'exploitation.
- γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
- σ_s : Contrainte de traction du l'acier.
- σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
- τ : Contrainte tangentielle.
- β : Coefficient de pondération.
- σ_{sol} : Contrainte du sol.
- σ_m : Contrainte moyenne.
- G** : Charge permanente.
- ξ : Déformation relative.
- V₀** : Effort tranchant a la base.
- E.L.U** : Etat limite ultime.
- E.L.S** : Etat limite service.
- N_{ser}** : Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u** : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u** : Effort tranchant ultime.
- T** : Effort tranchant, Période.
- S_t** : Espacement.
- λ : Elancement.
- e** : Epaisseur.
- F** : Force concentrée.
- f** : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L: Longueur ou portée.

L_f: Longueur de flambement.

W: Poids total de la structure.

d : Hauteur utile.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M₀ : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.

I: Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

P : Rayon moyen.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

Y : Position de l'axe neutre.

I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "**RPA99 version 2003**"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Le présent projet consiste à étudier un bâtiment R+7 et 3 entre sol contreventé par un système mixte (voile /portique), nous avons repartie le travail en plusieurs chapitres :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude sismique.
- Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

CHAPITRE I

I. Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui et cela pour obtenir une structure sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et les règlements utilisés dans les calculs.

I.1. Présentation de l'ouvrage

Notre projet consiste à étudier et calculer un bâtiment (R+7+3entre sol), a usage d'habitation, qui sera implanté à FEDJA BEJAIA, zone classée, selon le RPA 99 version 2003, comme étant une zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I.2.Caractéristiques de l'ouvrage**I.2.1. Caractéristiques architecturales :**

Le bâtiment est constitué de :

- Trois entre sol à usage d'habitation.
- RDC à usage parking.
- Sept étages à usage d'habitation.

I.2.2. Caractéristiques géométriques :

Le bâtiment en question est en forme rectangulaire.

❖ Dimension en élévation

Hauteur totale de l'ouvrage : 34,17 m

Hauteur des entres sol : 3,06 m

Hauteur du RDC : 3,57 m

Hauteur des étages : 3,06m

Hauteur de l'acrotère : 0,6m

❖ Dimension en plan

Longueur : 23,10 m

Largeur : 9 m

I.2.3. Caractéristiques géotechniques du site :

On constate d'après les résultats de l'étude géotechnique (rapport de sol) que la contrainte admissible du sol appliquée dans le calcul pour le bâtiment est de 3,5 bars a un ancrage de 2m de profondeur, caractéristiques correspondant à un site de catégorie ferme (S2).

I.2.4. Caractéristique structurale :

- **Système de contreventement :**

Le bâtiment étudié présente une hauteur totale de 34,17m, ce qui nécessite selon le **RPA99/version 2003**, l'utilisation d'un système de contreventement autre que les portiques auto-stables. Le système qu'on suppose préalablement est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques.

- **Les planchers :**

Ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Pour notre projet, on utilise deux types de plancher :

- Plancher à corps creux avec poutrelles et une dalle de compression en béton armé.
- Plancher à dalle pleine en béton armé.

- **La maçonnerie :**

- Murs extérieures : ils sont en double cloison de (15+5+10) cm d'épaisseur.
- Murs intérieure : ils sont réalisés en simple cloison de brique creuse de 10cm.

- **Les escaliers :**

Les escaliers sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage entre les niveaux. Notre bâtiment comporte plusieurs types d'escaliers.

- **Les balcons :**

Le balcon est une plate-forme sous forme de consol fait en corps creux ou en dalle pleine.

- **L'ascenseur :**

Un ascenseur est un dispositif mécanique construit pour le transport vertical des personnes ou d'objet entre les étages d'un bâtiment.

- **L'acrotère :**

C'est un élément en béton armé, encastré à sa base dans le plancher terrasse.

- **L'infrastructure :**

C'est une partie située en-dessous du niveau du sol, elle assure les fonctions suivantes :

-Transmission des charges verticales et horizontales au sol.

-Limitation des tassements différentiels.

I.3. Règlements et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont :

- **RPA99/version 2003** : règlement parasismique algérienne.

- **CBA93** : code du béton armé.

- **BAEL91 modifié99** : béton armé aux états limites ;

- **DTR B.C.2.2**: document techniques réglementaire pour la détermination des charges et surcharges.

- **DTR.BC.2.331** : Règles de calcul des fondations superficielle.

I.4 Etats limites

L'état limite est l'état ou toutes les conditions de sécurité d'une construction sont satisfaites. Il existe deux états limites : ELU et ELS.

I.4.1 Etat limite ultime ELU : C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement entrainera la ruine de l'ouvrage.

I.4.2 Etat limite de service ELS : C'est l'état que doit satisfaire l'ouvrage, afin qu'il soit à usage normal et sa durabilité soit assuré, son dépassement conduit à : l'ouverture des fissures et déformation des éléments.

I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux

I.5.1 Le béton

Le béton est un mélange de granulats (sable et graviers), d'un liant hydraulique (ciment) et d'eau de gâchage, ses caractéristiques principales sont les suivantes :

- **Résistance caractéristique à la compression** (Art A.2.1,11 CBA93) :

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{c j}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

- **Contrainte limite à l'ELU :**

a) La contrainte en compression

Elle est donnée par la fonction suivante :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91/version99 (Art.A.4.3.4)}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ en situation courantes.

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

$\theta =$ Coefficient dépendant de la durée d'application des charges, ces valeurs sont données si dessus :

1,00 lorsque la durée probable d'application > 24 heures.

$\theta = 0,9$ lorsque $1 \text{ heure} \leq$ la durée probable d'application ≤ 24 heures.

0,85 lorsque la durée probable d'application < 1 heure.

b) Contraintes admissibles de cisaillement du béton (art A-5.121 BAEL 99)

-Pour la fissuration peu préjudiciable : $\tau_{adm} = \min (0,2 f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$

Pour $f_{c28}=25\text{Mpa} \Rightarrow \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$

-Pour la fissuration préjudiciable : $\tau_{adm} = \min (0,15 f_{c28}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$

Pour $f_{c28}=25\text{Mpa} \Rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ MPa}$

➤ **Contrainte limite à l'ELS : (art A-4.5.2 BAEL 99)**

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

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

➤ **Module de déformation longitudinale :**

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

$$E_{vj} = (1/3) \times E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25\text{MPa on a :} \quad E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$$

➤ **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et à $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'ELS (**Art A.2.1.3 BAEL91**).

I.5.2. L'Acier :

I.5.2.1. Définition :

Acier est un alliage Fer et Carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression.

On distingue trois catégories :

Les treillis soudés (TS) : Ils sont utilisés pour les dalles de compression.

Les ronds lisses (RL) : ils sont utilisés pour les étriers des poutrelles.

Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA).

*Les aciers utilisés pour la réalisation de cette structure sont des FeE400 caractérisés par :

Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$.

Coefficient de sécurité : $\gamma_s = 1,15$: situation durable ou transitoire.

$\gamma_s = 1$: situation accidentelle (choc et séisme).

Module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

I.5.2.2. Contrainte limite des aciers :

✚ A l'ELU : la contrainte de l'acier est : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

✚ A l'ELS : La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

*Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

*Fissuration nuisible : $\sigma_s = \min \{2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_t} / 28\}$

*fissuration très nuisible : $\sigma_s = \min \{0,5 * f_e, 90 \sqrt{\eta f_t} / 28\}$

Avec : η : Coefficient de fissuration, avec : $\eta = 1$: pour les ronds lisses (RL)

$\eta = 1,6$: pour les hautes adhérences (HA)

I.6. Combinaison de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations selon le RPA99 version 2003 sont :

Situations durables : ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

Situations accidentelles : $G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

Avec : - G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme.

CHAPITRE II

II. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99/ Version 2003 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être modifiés après vérifications dans la phase de calcul.

II.1. Les planchers

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, on a deux types de planchers (corps creux, dalle pleine).

II.1.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression. Pour ce qui est de notre cas ; nous avons opté à deux types de dispositions :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche donnée par le **CBA93** (**art : 6.8.4.2.4**)

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

Avec : L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.

ht: hauteur total du plancher.

Type 1 (rdc et les étages courant) :

$$L_{\max} = 470 - 30 = 440 \text{ cm}$$

$$ht \geq 19.55 \text{ cm}$$

Type 2 (les entres sol) :

$$L_{\max} = 330 - 30 = 300$$

$$ht \geq 13.33 \text{ cm}$$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4)=20 \text{ cm}$

Telle-que : Hauteur total : $ht = 20 \text{ cm}$

$$\text{Hauteur du corps creux : } H_{cc} = 16 \text{ cm}$$

Hauteur de la dalle de compression : $H_{dc} = 4\text{cm}$

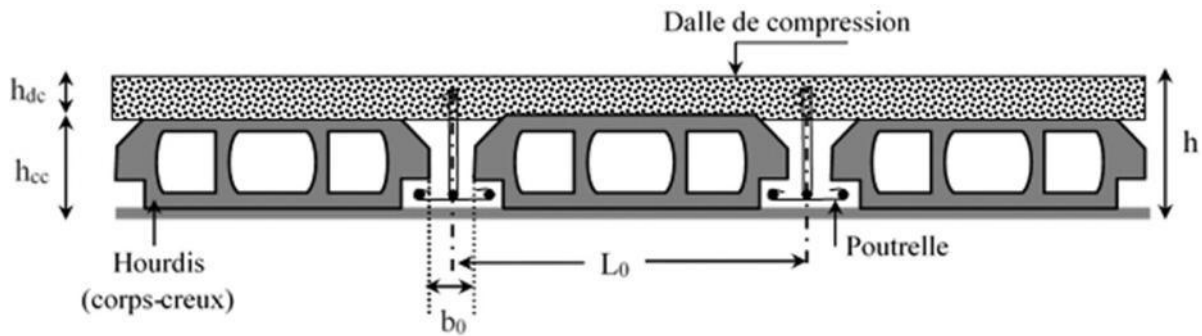


Figure II.1 plancher a corps creux

II.1.1.1 Les poutrelles :

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- le critère de la plus petite portée afin de diminuer la flèche.
- le critère de continuité (le sens ou il ya plus d'appuis).

Pour la structure à étudier, la disposition des poutrelles est effectuée selon des deux critères, vu que le nombre des fils selon les sens (x-y) est différent, pour cela on aura deux types de disposition comme indiqué sur les figures suivantes :

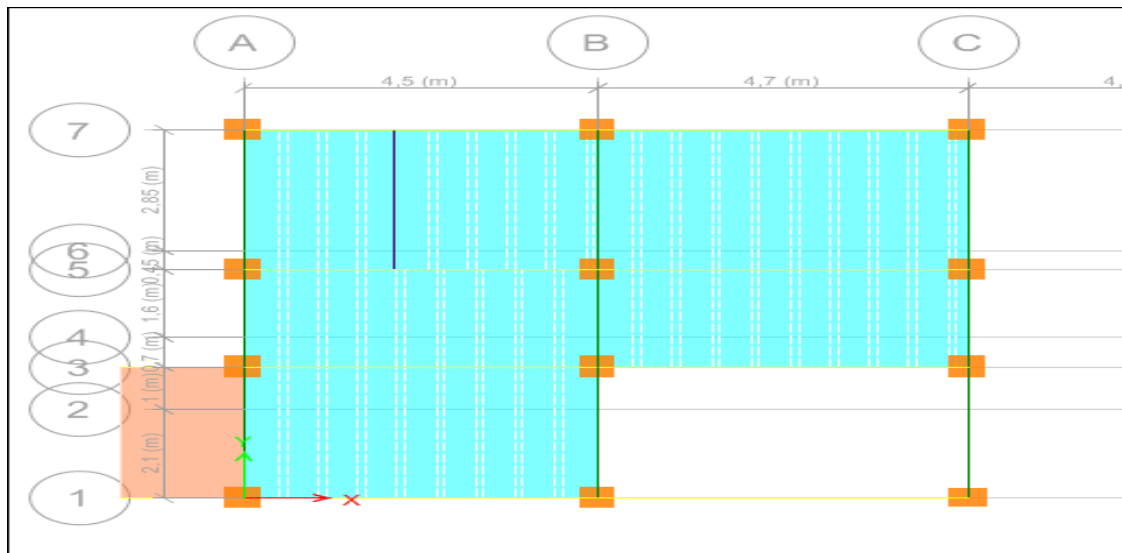


Figure II.2. Vue en plan de la disposition des poutrelles du l'entre sol 3.

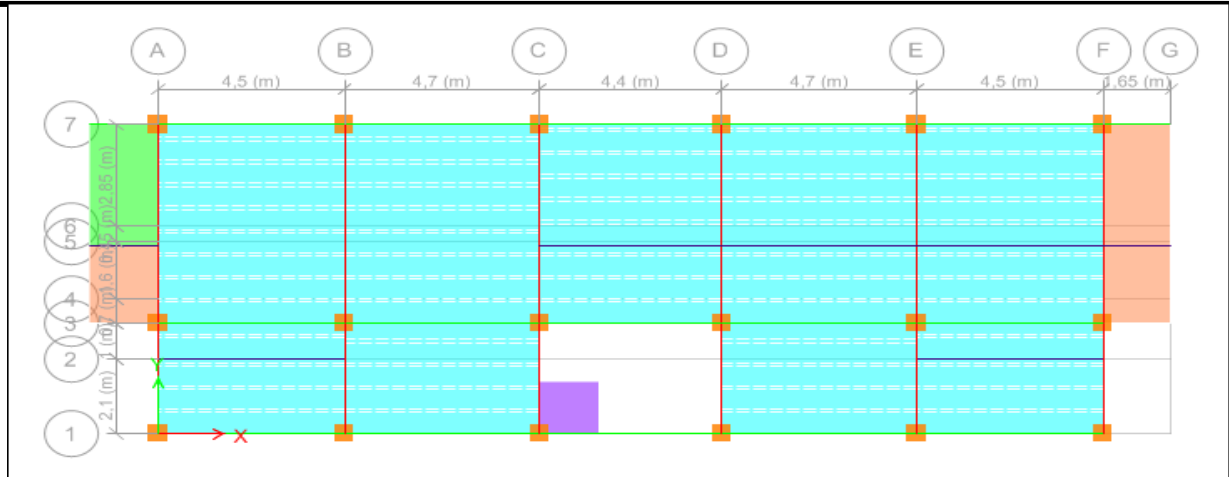


Figure II.3. Vue en plan de la disposition des poutrelles de l'étage courant.

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant :

ht: Hauteur du plancher (ht = 20 cm).

h0: Hauteur de la dalle de compression (h0 = 4 cm).

b0: Largeur de la nervure ; tel que :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot ht = (0,4 \text{ à } 0,6) \cdot 20\text{cm}$$

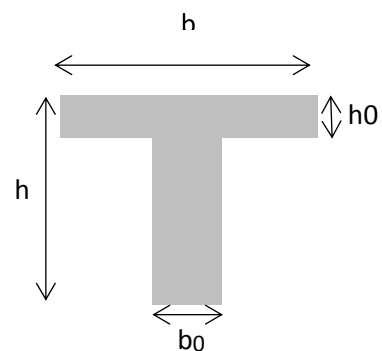


Figure II.4. Coupe Transversale Des Poutrelles

$$b_0 = 10 \text{ cm.}$$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule suivante :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right) \dots \dots \dots \text{(CBA. ADT 4.1.3)}$$

Avec : Lx : distance entre nus de deux poutrelles.

Ly : longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Dans notre projet,

1^{er} cas :

On a : Lx = 55 cm et Ly = 410cm

On opte pour b=65cm

2^{ème} cas :

On a : $L_x=55$ cm et $L_y=200$ cm

On opte pour $b=50$ cm

II.1.2 Plancher dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulés sur place. Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis.

Le pré dimensionnement des planchers à dalles pleines se fait en se basant sur les critères suivants :

A. Critère de coupe-feu :

* $e \geq 7$ cm pour une heure de coupe-feu.

* $e \geq 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu. **(CBA93)**

* $e \geq 14$ cm pour trois heures de coupe-feu.

Avec : e = épaisseur de la dalle.

B. Critère de Résistance :

$e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

$\frac{L_x}{35} < e < \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho \leq 0,4$.

$\frac{L_x}{45} < e < \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho \geq 0,4$.

C. Isolation phonique :

Selon les règles techniques (CBA93) $e \geq 14$ cm.

Dans notre bâtiment, nous avons plusieurs types de dalles, sont résumés dans le tableau ci après :

Tableau II.1.Présentation des différents types de dalles pleines.

Dalles	Dessin et cotation			
<p>Sur quatre appuis</p>				
<p>Sur trois appuis</p>				
<p>Sur deux appuis</p>				
<p>Sur un seul appui</p>				

Tableau II.2. Prédimensionnement des dalles pleines.

Dalles	$\rho = \frac{Lx}{Ly}$	Epaisseur de la dalle	Dalles	$\rho = \frac{Lx}{Ly}$	Epaisseur de la dalle
D1	0,52	6,22 < e < 7	D11	0,48	4,44 < e < 5
D2	0,87	8 < e < 9	D12	0,49	4,44 < e < 5
D3	0,48	3,11 < e < 3,5	D13	0,45	4,44 < e < 5
D4	0,54	e < 3,75	D14	0,66	e < 6,75
D5	0,7	e < 7	D15	0,44	e < 6,75
D6	0,64	6,22 < e < 7	D16	0,31	e < 6,5
D7	0,73	6,67 < e < 7,5	D17	0,26	e < 4,25
D8	0,72	6,67 < e < 7,5	D18	0,31	e < 8,25
D9	0,68	6,67 < e < 7,5	D19	0,9	4 < e < 4,5
D10	0,68	6,22 < e < 7			

Le critère de coupe-feu donne l'épaisseur (e) important d'où on opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) un épaisseur : e = 12 cm, plancher a dalle pleine e = 15 cm et la dalle d'ascenseur e = 15 cm.

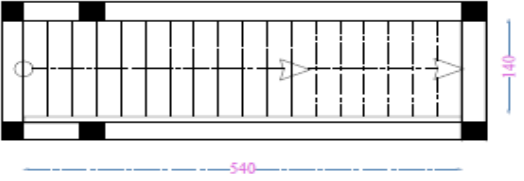
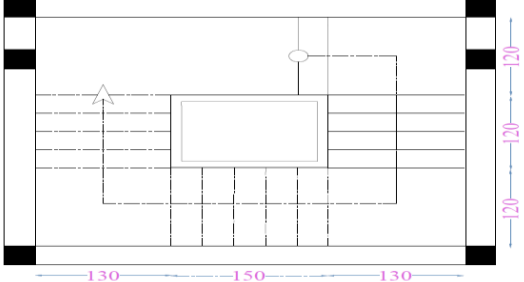
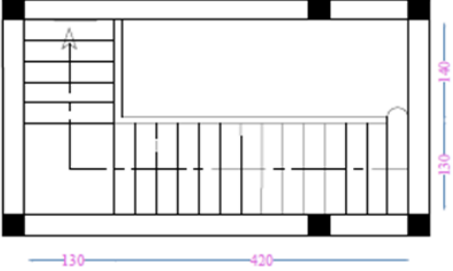
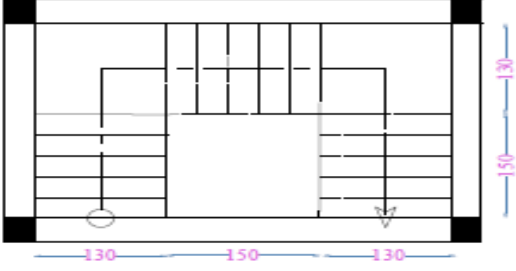
II.2 Escaliers :

L'escalier est une succession de marches permettent le passage d'un niveau a un autre.

Notre bâtiment comprend plusieurs types de cages d'escaliers tel que :

- un escalier a une seule volée.
- un escalier a deux volées.
- un escalier a trois volées.

Tableau II.3.Présentation des différentes cages d'escalier.

Niveaux :	Schémas :	
Entre sol 3		
Entre sol 1 et 2		
RDC		
Etage courant		

II.2.1Prédimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garanti sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches entre 14 et 18.
- la largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

-la formule empirique de BLONDEL :

$$59 \leq 2 \cdot h + g \leq 64 \text{ cm} \dots$$

Avec : $g = L / (n - 1)$ L(longueur utile)

et $h = H / n$ (n : nombre de contremarches)

Dans ce qui suit nous présenterons un exemple de calcul pour l'escalier des étages courants qui est un escalier à trois volées.

1^{er} et 3^{ème} volée :

On utilise la formule de BLONDEL

- Calcul de h et g : On a :

$$L = 1,50 \text{ m}$$

$$H = 1,02 \text{ m}$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2 \times H = 0$$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 1,02 + 1,50)n + 2 \times 1,02 = 0$$

$$\rightarrow 64n^2 - 418n + 204 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 350 \rightarrow n = 6 \quad g = \frac{1,50}{5} = 0,30$$

$$n - 1 = 5 \quad h = \frac{1,02}{6} = 0,17$$

$\rightarrow 2h + g = 64 \dots \dots \dots$ la condition de BLONDEL est vérifiée.

Inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{1,02}{1,50} \rightarrow \alpha = 34,22^\circ$$

Calcul de l'épaisseur de la paillasse (e) :

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

Telle-que : L : la longueur développée.

L_v : la longueur de la volée.

L_p : la longueur du palier.

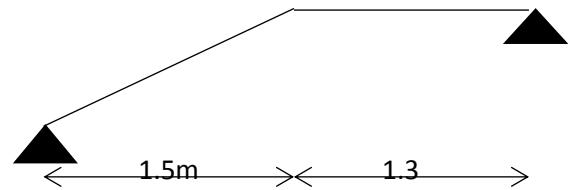


Figure II.5. Schéma de 1^{ère} et 3^{ème} volée

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} = 181,39 \text{ cm}$$

D'où : $L = 181,39 + 130 = 311,39 \text{ cm}$

$$\frac{311,39}{30} \leq e \leq \frac{311,39}{20} \rightarrow 10,37 \leq e \leq 15,56$$

On prend $e = 15 \text{ cm}$.

2^{ème} volée :

Cette volée est appuyée sur une poutre brisée seulement, donc elle travaillera en console, afin d'assurer la continuité on gardera la même épaisseur $e = 15 \text{ cm}$.

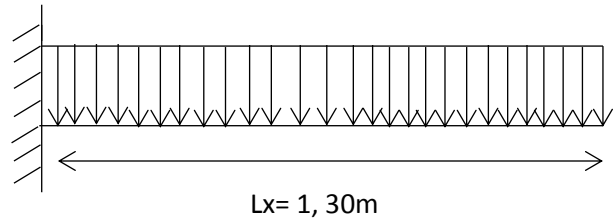
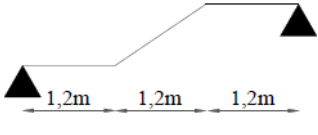
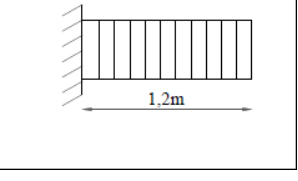
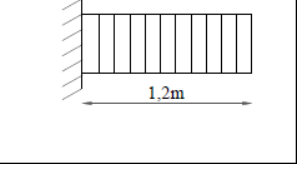
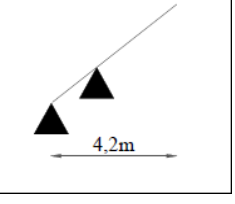
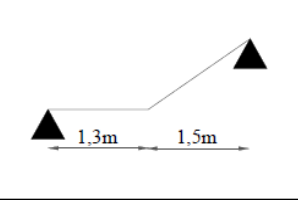
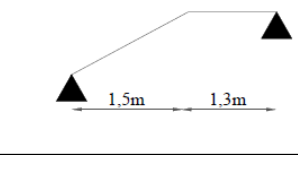
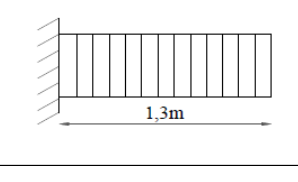


Figure II.6. Schéma de 2^{ème} volée

Les dimensions des autres types d'escaliers sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau II.4. Prédimensionnement des escaliers.

Type	Etage	Volée	Schémas statiques	l(c m)	h(m)	n	h(cm)	g (cm)	E (cm)	α°
Escalier droite	Entre sol 3	1 ^{ère}		540	3,06	18	17	30	$20,73 \leq e \leq 31,1$	29,68°
		2 ^{ème} et 4 ^{ème}		120	0,85	5	17	30	$12,90 \leq e \leq 19,35$	35,31°
		3 ^{ème}		120	1,36	8	17	22	$e \leq 6$	42,2°
		1 ^{ère}		120	0,17	2	17	30	$e \leq 1,5$	29,54°

Escalier à 4 volées	Entre sol 1	2 ^{ème} et 4 ^{ème}		120	1,02	5	17	30	$e \leq 6$	40,36°
		3 ^{ème}		120	1,02	6	17	30	$e \leq 6$	34,22°
		1 ^{ère}		120	0,17	2	17	30	$e \leq 1,5$	29,54°
Escalier à 2 volées	RDC	1 ^{ère}		420	2,55	15	17	30	$16 \leq e \leq 24$	31,32°
		2 ^{ème}		180	1,02	6	17	30	$10,38 \leq e \leq 15,57$	34,4°
Escalier à 3 volées	1 ^{ère} au 7 ^{ème}	1 ^{ère} et 3 ^{ème}		180	1,02	6	17	30	$10,73 \leq e \leq 15,55$	34,22°
		2 ^{ème}		130	1,02	6	17	30	$e \leq 6,5$	38,12°

II.3 Les poutres

La hauteur h des poutres est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

h: hauteur de la poutre .

L_{max} : distance maximale entre nus d'appuis.

Dans notre projet on a deux types de disposition des poutrelles donc on aura :

1) Poutres principales (P.P)

Type 1 (étages courants) :

$$L_{max}=560-30=530 \text{ cm} \rightarrow 35,33 \text{ cm} \leq h \leq 53 \text{ cm}$$

On prend h=40cm et b=30cm

Type 2 (RDC & les entres sols) :

$$L_{max}=470-30=440\text{cm} \rightarrow 29,33\text{cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On prend h=35cm et b=30cm

2) Poutres secondaires (P.S)

Type 1 (étages courants) :

$$L_{max}=470-30=440 \text{ cm} \rightarrow 29.33\text{cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

On prend h=35cm et b=30cm

Type 2 (RDC & les entres sols) :

$$L_{max}=330-30=300 \text{ cm} \rightarrow 20\text{cm} \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On prend h=30cm et b=30cm

Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm condition vérifiée} \\ h \geq 30\text{cm condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right\} \text{RPA99 version 2003 (article.7.5.1)}$$

II.4 Les voiles :

Définition : Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé.

Selon le *RPA*, les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes

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

$$L \geq 4 e$$

Avec :

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

h_e : Hauteur libre d'étage.

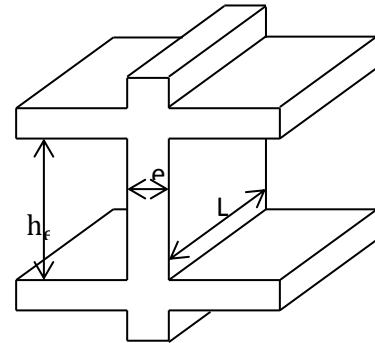


Figure II.7. Coupe du voile en élévation

***les Etages Courant :**

$$h_e = 306 - 20\text{cm} = 286 \rightarrow e \geq 14,3 \text{ cm}$$

On prend $e = 15\text{cm}$

***RDC :**

$$h_e = 357 - 20\text{cm} = 337 \rightarrow e \geq 16,85 \text{ cm}$$

On prend $e = 20\text{cm}$ (pour RDC et les entres sols).

II.5 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux soumis à la compression simple, leurs Pré dimensionnement se fait selon les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Conditions du RPA99 V2003.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99/2003, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- $\min (b, h) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$
- $\min (b, h) \geq h_e/20 \dots\dots\dots(2)$
- $1/4 \leq b/h \leq 4 \dots\dots\dots(3)$

Tableau II.5. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Niveaux	Sections (cm ²)	Hauteur(m)	Poids (KN)
Entre sol 3	50×55	3,06	21,04

Entre sol 1 et 2	45×50	3,06	17,21
RDC	40×45	3,57	16,06
1^{er}	40×45	3,06	13,77
2^{ème} et 3^{ème}	35×40	3,06	10,71
4^{ème} et 5^{ème}	30×35	3,06	8,03
6^{ème} et 7^{ème}	30×30	3,06	6,88

II.6 L'acrotère :

Les dimensions de l'acrotère sont présentées sur la (figure II.8)

La surface de l'acrotère :

$$S = 0,6 \times 0,1 + 0,1 \times 0,07 + 0,1 \times 0,03/2$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

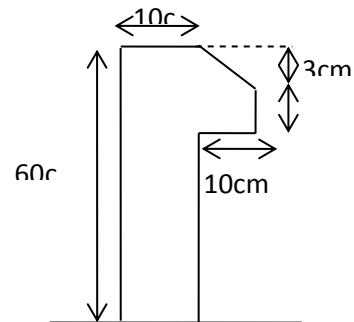


Figure II.8. Coupe transversale de l'acrotère

II.7 Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.6. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (corps creux)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (Kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Protection gravillons roulés	0,05	20	1
Etanchéité multicouche	0,02	9,5	0,19
Isolation thermique	0,05	4	0,2
Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,75
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Forme de pente	0,10	22	2,2
Charge permanente	G = 6,61kn/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1kn/m ²		

Tableau II.7. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible (dalle pleine)

CHAPITRE II**Pré dimensionnement Des Eléments**

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (Kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Protection gravillons roulés	0,05	20	1
Etanchéité multicouche	0,02	9.5	0,19
Isolation thermique	0,05	4	0,2
Plancher à dalle pleine(e=15cm)	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Forme de pente	0,10	22	2,2
Charge permanente	G = 7,61kn/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1kn/m ²		

Tableau II.8. Evaluation des charges dans le plancher terrasse accessible (corps creux)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (Kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,75
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Forme de pente	0,10	22	2,2
Charge permanente	G =6.38 kn/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1.5kn/m ²		

Tableau II.9. Evaluation des charges dans le plancher étage courant (corps creux)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (Kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher à corps creux	0,20	/	2,75
Cloison de séparation	0,10	/	0,9
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente	G = 5,08kn/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1,5kn/m ²		

Tableau II.10. Evaluation des charges dans le plancher étage courant (dalle pleine)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (Kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher à dalle pleine	0,15	25	3,75
Cloison de séparation	0,10	/	0,9
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente	G = 6,08kn/m ²		
Charge d'exploitation	Q=1,5kn/m ²		

Tableau II.11. Evaluation des charges dans le balcon en dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur(m)	Densité (Kn/m ³)	Poids (kn/m ²)
Carrelage	0,02	20	0,4
Mortier de pose	0,02	20	0,4
Lit de sable	0,02	18	0,36
Plancher à dalle pleine	0,12	25	3
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente	G =4,43kn/m ²		
Charge d'exploitation	Q= 3,5kn/m ²		

Tableau II.12. Evaluation des charges sur la volée (étage courant et RDC) :

$\alpha=34,22$ pour la volée étage courant.

$\alpha=34,22$ pour la volée parking (RDC) et $\alpha=35,31$ pour la volée de l'entre sol 2.

Désignation des Eléments		Epaisseur (m)	Densité (Kn/m ³)	Poids (Kn/m ²)
Dalle pleine		$0,15/\cos\alpha$	25	4,54
Carrelage	Horizontal	0,02	22	0,44
	Vertical	$0,02h/g$	22	0,25
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,40
	Vertical	$0,02h/g$	20	0,23

CHAPITRE II**Pré dimensionnement Des Eléments**

Enduit de ciment	$0,02/\cos\alpha$	18	0,43
Poids des marches	$h/2$	22	1,87
Charge permanente	$G = 8,16\text{kn/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2,5\text{kn/m}^2$		

Tableau II.13. Evaluation des charges sur la volée (entre sol 1 et 3) :

$\alpha=40,36$ pour la volée d'entre sol 1.

$\alpha=29,68$ pour la volée d'entre sol 3.

Désignation des Eléments		Epaisseur (m)	Densité (Kn/m ³)	Poids (Kn/m ²)
Dalle pleine		$0,15/\cos\alpha$	25	4,92
Carrelage	Horizontal	0,02	22	0,44
	Vertical	$0,02h/g$	22	0,25
Mortier de pose	Horizontal	0,02	20	0,40
	Vertical	$0,02h/g$	20	0,23
Enduit de ciment		$0,02/\cos\alpha$	18	0,47
Poids des marches		$h/2$	22	1,87
Charge permanente		Entre sol 1 : $G = 8,58\text{kn/m}^2$		
		Entre sol 3 : $G=7,91\text{kn/m}^2$		
Charge d'exploitation		$Q = 2,5\text{kn/m}^2$		

Tableau II.14. Evaluation des charges sur le palier :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (Kn/m ³)	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	0,15	25	3,75
Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanente	$G = 5,18\text{kn/m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 2,5\text{kn/m}^2$		

Tableau II.15. Evaluation des charges des murs extérieurs :

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (Kn/m ³)	Poids (Kn/m ²)
--------------------------	---------------	------------------------------	----------------------------

Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Briques creuses	0,15	9	1,35
Briques creuses	0,10	9	0,9
Enduit de ciment	0,15	18	0,27
Charge permanente	$G = 2,79 \text{kn/m}^2$		

Tableau II.16. Evaluation des charges de l'acrotère :

Désignation	hauteur(m)	Surface(m ²)	Poids propre(kn/ml)	Enduit de ciment(kn/ml)	Gtotal (kn/ml)	Q (kn/ml)
Acrotère	0,6	0,0685	1,725	0,54	2,265	1

II.8 Descente de charges

La descente de charge est le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure (du plus haut niveau vers le plus bas).

Le poteau que nous allons étudier est le poteau le plus sollicité, pour cela nous avons sélectionné deux poteaux semblent d'être les plus chargés selon leurs surfaces afférentes.

-P1 : poteau de la cage d'escalier.

-P2 : poteau voisin de rive.

La loi de dégression des charges

Dans un bâtiment à usage d'habitation qui a un nombre important d'étage, le DTR exige d'appliquer la loi de dégression sur la surcharge Q.

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

Sous le niveau 11 : Q0

Sous le niveau 10 : Q0 + Q1

Sous le niveau 09 : Q0 + 0.95*(Q1+ Q2)

Sous le niveau 08 : Q0+ 0.90*(Q1+ Q2+ Q3)

Sous le niveau 07 : Q0+ 0.85*(Q1+ Q2+ Q3+ Q4)

Sous le niveau 06 : Q0+ 0.80*(Q1+ Q2+ Q3+ Q4+ Q5)

Remarque : à partir de n>5 la loi de dégression des charges devient :

$$Q0 + (3+n) / 2n * (Q1 + Q2 + \dots + Qn)$$

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

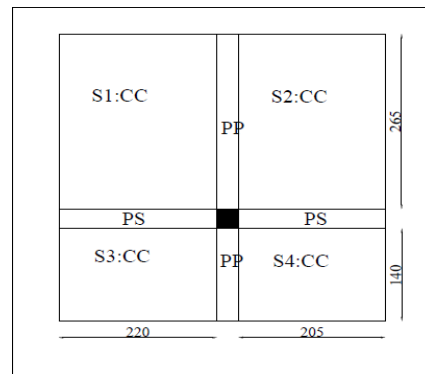
1) Les surfaces afférentes du poteau P1 :

$$S1=5,83 \text{ m}^2$$

$$S2=5,43 \text{ m}^2$$

$$S3=3,08 \text{ m}^2$$

$$S4=2,87 \text{ m}^2 \quad \Sigma S_{\text{aff}}=17,21 \text{ m}^2$$



Plancher terrasse inaccessible :

$$G_p = G \times S_{\text{aff}}$$

$$G = 6,61(5,83+5,43+3,08+2,87) = 113,76 \text{ KN}$$

$$Q = 1 \times 17,21 = 17,21 \text{ KN}$$

Plancher étage courant :(1^{er} → 7^{ème})

$$G_{\text{cc}} = 5,08 \times 14,34 = 72,84 \text{ KN}$$

$$G_{\text{volée}} = 8,16 \times 1,3 \times 1,4 = 14,85 \text{ KN}$$

RDC : (parking)

$$G_{\text{dp}} = 6,08 \times (2,2+2,05+0,75 \times 1,4+3,08) = 50,95 \text{ KN}$$

$$G_{\text{volée}} = 8,16 \times 1,3 \times 1,4 = 14,85 \text{ KN}$$

Entre sol 1 :

$$S1=2,2 \text{ m}^2$$

$$S2=1,025 \text{ m}^2$$

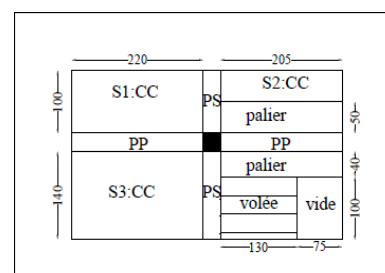
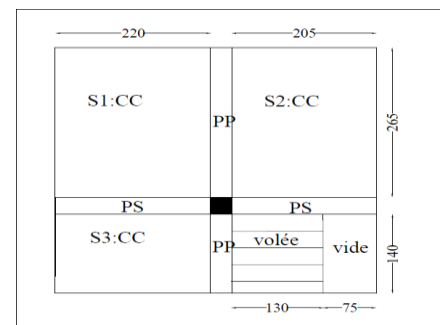
$$S3=3,08 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{cc}} = 5,08 \times (2,2+1,025+3,08) = 32,03 \text{ KN}$$

$$G_{\text{volée}} = 8,58 \times 1,3 = 11,15 \text{ KN}$$

$$G_{\text{palier}} = 5,18 \times 0,9 \times 2,05 = 9,55 \text{ KN}$$

$$D'_{\text{où}} : G_{\text{escalier}} = G_{\text{volée}} + G_{\text{palier}} = 20,70 \text{ KN}$$



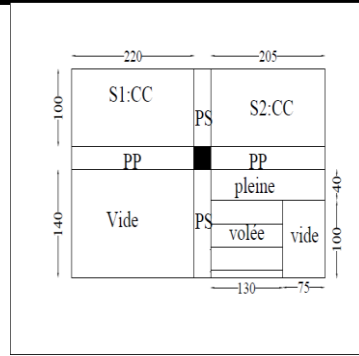
Entre sol 2 :

$$G_{cc}=5,08 \times (2,2+2,05)=16,38 \text{ KN}$$

$$G_{volée}=8,58 \times 1,3=11,15 \text{ KN}$$

$$G_{palier}=5,18 \times 0,9 \times 2,05=9,55 \text{ KN}$$

$$G_{escalier}=20,70 \text{ KN}$$



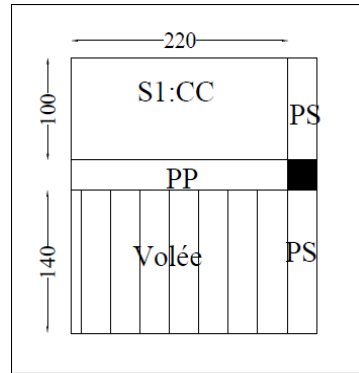
Entre sol 3 :

$$S1= 2,2 \text{ m}^2$$

$$S2=3,08$$

$$G_{cc}=5,08 \times 2,2=11,17 \text{ KN}$$

$$G_{volée}=7,91 \times 3,08=24,36 \text{ KN}$$



1) Poids des poutres :

$$\text{RDC} \rightarrow 7\text{eme étage} : P_{pp}=25 \times 0,3 \times 0,4 \times 4,05=12,15 \text{ KN}$$

$$P_{ps}=25 \times 0,3 \times 0,35 \times 4,25=11,15 \text{ KN}$$

$$P_{pp}+P_{ps}=23,30 \text{ KN}$$

$$\text{Entre sol 1 et 2} : P_{pp}=25 \times 0,3 \times 0,35 \times 4,25= 11,15 \text{ KN}$$

$$P_{ps}=25 \times 0,3 \times 0,3 \times 2,4= 5,4 \text{ KN}$$

$$P_{pp}+P_{ps}=16,55 \text{ KN}$$

$$\text{Entre sol 3} : P_{pp}=25 \times 0,3 \times 0,35 \times 2,2= 5,77 \text{ KN}$$

$$P_{ps}=25 \times 0,3 \times 0,3 \times 2,4= 5,4 \text{ KN}$$

$$P_{pp}+P_{ps}=11,17 \text{ KN}$$

Tableau II.17 Résultats de la descente de charge :

Niveau	Elément	G (kn)	Q (kn)
N11	Plancher terrasse	113,76	17,21
	Poutres (PP+PS)	23,30	
	Somme	137,06	

CHAPITRE II

Pré dimensionnement Des Eléments

N10	Venant de N11	137,06	17,21
	Plancher CC	72,84	21,51
	Escalier	14,85	4,55
	Poutres (PP+PS)	23,30	
	Poteaux	6,88	
	Somme	254,93	43,27
N9	Venant de N10	254,93	
	Plancher CC	72,84	
	Escalier	14,85	
	Poutres (PP+PS)	23,30	
	Poteaux	6,88	
	Somme	372,80	66,72
N8	Venant de N9	372,80	
	Plancher CC	72,84	
	Escalier	14,85	
	Poutres (PP+PS)	23,30	
	Poteaux	8,03	
	Somme	491,82	87,57
N7	Venant de N8	491,82	
	Plancher CC	72,84	
	Escalier	14,85	
	Poutres (PP+PS)	23,30	
	Poteaux	8,03	
	Somme	610,84	105,81
N6	Venant de N7	610,84	
	Plancher CC	72,84	
	Escalier	14,85	
	Poutres (PP+PS)	23,30	
	Poteaux	10,71	
	Somme	732,54	121,45
N5	Venant de N6	732,54	
	Plancher CC	72,84	
	Escalier	14,85	
	Poutres (PP+PS)	23,30	

CHAPITRE II

Pré dimensionnement Des Eléments

	Poteaux	10,71	
	Somme	854,24	134,48
N4	Venant de N5	854,24	
	Plancher CC	72,84	
	Escalier	14,85	
	Poutres (PP+PS)	23,30	
	Poteaux	13,77	
	Somme	979	147,45
N3	Venant de N4	979	
	Plancher DP	50,95	
	Escalier	14,85	
	Poutres (PP+PS)	16,55	
	Poteaux	16,06	
	Somme	1077,41	160,15
N2	Venant de N3	1077,41	
	Plancher CC	32,03	
	Escalier	20,70	
	Poutres (PP+PS)	16,55	
	Poteaux	17,21	
	Somme	1163,90	167,22
N1	Venant de N2	1163,90	
	Plancher CC	16,38	
	Escalier	20,17	
	Poutres (PP+PS)	16,55	
	Poteaux	17,21	
	Somme	1234,21	171,87
N0	Venant de N1	1234,21	
	Plancher CC	11,17	
	Escalier	24,36	
	Poutres (PP+PS)	11,17	
	Poteaux	21,04	
	Somme	1301,95	175,54

Calcul de l'effort de compression centrée sur le poteau P1 à l'ELU : $N_u = 1,35G + 1,5Q$

A la base du bâtiment $Nu = (1,35 * 1301,95) + (1,5 * 175,54) = 2020,94 \text{ Kn}$

Le poteau P1 étant un poteau central appartenant à un portique à deux travées, l'effort de compression ultime (Nu) doit être majoré de **15% (CBA93 art B.8.1.1)**

Alors : $Nu^* = 1,15 \times Nu = 2324,08 \text{KN}$

Remarque :

D'une manière similaire que le poteau P2 nous avons trouvé l'effort normal à la base du poteau
Egal à $Nu = 1869,21 \text{ KN}$ après majoration $Nu^* = 2149,59 \text{ KN}$.

D'où le poteau le plus sollicité est le poteau P1.

✓ **Vérification du critère de résistance :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Nu}{B} \leq \sigma_{bc}' = 0,85 \times f_c / 1,15 = 14,2 \text{ MPa} \rightarrow B \geq \frac{Nu}{\sigma_{bc}'}$$

$$\rightarrow B \geq 0,164 \text{ m}^2$$

A la base : $B = 0,5 \times 0,55 = 0,275 \text{ m}^2 \rightarrow$ Vérifiée

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.18. Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveau	Nu*(KN)	Section(m ²)	B ≥ Bcalculée		Observation
			B (m ²)	Bcal (m ²)	
Entre sol 3	2324,08	0,50×0,55	0,275	0,164	Vérifiée
Entre sol 2	2212,58	0,45×0,50	0,225	0,156	Vérifiée
Entre sol 1	2095,41	0,45×0,50	0,225	0,148	Vérifiée
RDC	1948,94	0,40×0,45	0,18	0,137	Vérifiée
1 ^{er}	1774,25	0,40×0,45	0,18	0,125	Vérifiée
2 ^{ème}	1558,18	0,35×0,40	0,14	0,109	Vérifiée
3 ^{ème}	1346,77	0,35×0,40	0,14	0,095	Vérifiée
4 ^{ème}	1130,85	0,30×0,35	0,105	0,079	Vérifiée
5 ^{ème}	914,61	0,30×0,35	0,105	0,064	Vérifiée
6 ^{ème}	693,86	0,30×0,30	0,09	0,048	Vérifiée
7 ^{ème}	470,42	0,30×0,30	0,09	0,033	Vérifiée

✓ **Critère de stabilité de forme :**

D'après le CBA93, la vérification suivante est indispensable :

$$Nu^* \leq \alpha \times \left[\frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

Avec :

Br : Section réduite du béton.

As : Section des armatures.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

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

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Calcul l'élanement λ :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad \text{avec : } l_f : \text{longueur de l'élanement } l_f = 0,7 \times 10$$

$$l_0 : \text{longueur du poteau} = 3,06\text{m}$$

$$i : \text{rayon de giration } i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

Exemple de calcul :

Vérification au flambement pour le poteau du l'entre sol 3 :

$$I = \frac{0,5 \times 0,55^3}{12} = 0,00693 \text{ m}^4 \quad ; \quad B = 0,5 \times 0,55 = 0,275 \text{ m}^2$$

$$i = 0,158 \text{ m} \quad \text{et} \quad l_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\text{d'où : } \lambda = \frac{2,142}{0,158} = 13,55 < 50$$

$$\rightarrow \alpha = 0,825$$

D'après L'expression donnée par le **BAEL 91(art B.7.4.2)**

$$Br \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{fc28}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Il faut vérifiée que : $Br_{adoptée} \geq Br_{calculée}$

D'où : $Br_{cal} = 0,128 \text{ m}^2$

Et $Br = (b - 2) (h - 2) = (50-2) (55-2) = 2544 \text{ cm}^2$

$Br = 0,2544 > 0,128$ Condition vérifiée, le poteau ne risque pas de flamber.

En suivant les étapes précédentes, on va vérifier le poteau de chaque niveau, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.19. Vérification des poteaux au flambement.

Etage	l ₀ (m)	l _f (m)	I×10 ⁻³	i(m)	λ	α	Nu(MN)	Br	Br _{cal}
Entre sol 3	3,06	2,142	6,93	0,158	13,55	0,825	2,324	0,254	0,128
Entre sol 2	3,06	2,142	4,68	0,144	14,88	0,820	2,212	0,206	0,122
Entre sol 1	3,06	2,142	4,68	0,144	14,88	0,820	2,095	0,206	0,116
RDC	3,57	2,499	3,04	0,129	19,37	0,801	1,948	0,163	0,111
1^{er}	3,06	2,142	3,04	0,129	16,60	0,813	1,774	0,163	0,099
2^{ème}	3,06	2,142	1,86	0,115	18,62	0,804	1,558	0,125	0,088
3^{ème}	3,06	2,142	1,86	0,115	18,62	0,804	1,346	0,125	0,076
4^{ème}	3,06	2,142	1,07	0,101	21,21	0,792	1,130	0,092	0,064
5^{ème}	3,06	2,142	1,07	0,101	21,21	0,792	0,914	0,092	0,052
6^{ème}	3,06	2,142	0,675	0,086	24,91	0,772	0,693	0,078	0,041
7^{ème}	3,06	2,142	0,675	0,086	24,91	0,772	0,470	0,078	0,027

✓ **Vérification des exigences du RPA 99/2003 (art 7.4.1)**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

* $\min(b, h) \geq 25\text{cm}$

* $\min(b, h) \geq h_e/20$

* $0,25 < b/h < 4$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différents sections des poteaux.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus dans ce chapitre nous avons opter pour les sections suivantes :

-Plancher à corps creux (16+4) cm

-Epaisseur plancher à dalles pleine ($e= 15$ cm) ; $e=12$ cm pour les dalles des balcons.

-Poutre principales (30×40) cm²et (30×30) cm²

-Poutre secondaires (30×35) cm²

-Poteaux : * Entre sol 3 (50×55) cm²

* Entre sol 1 et 2 (45×50) cm²

*RDC et 1^{er} étage (40×45) cm²

*2^{ème} et 3^{ème} étages (35×40) cm²

*4^{ème} et 5^{ème} étages (30×35) cm²

*6^{ème} et 7^{ème} étages (30×30) cm²

-Voiles : $e= 20$ cm → entre sol et RDC.

$e= 15$ cm → étages courants.

CHAPITRE III

III. Introduction :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction de Contreventement. Le calcul de ces éléments se fait sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation.

III.1 Etude de plancher

Les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles Préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4cm.

III.1.1 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme une poutre continue sur plusieurs appuis à la flexion simple.

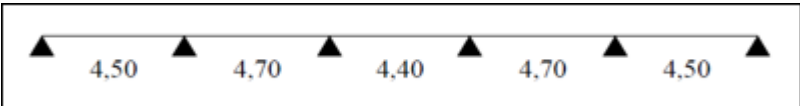
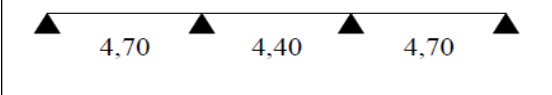
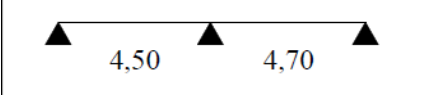
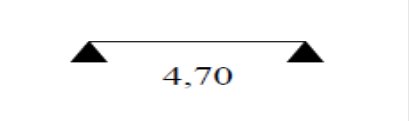
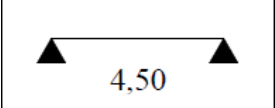
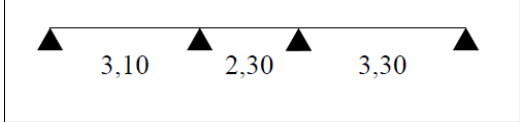
Pour le calcul des sollicitations on utilise des méthodes appropriées applicables en béton armé :

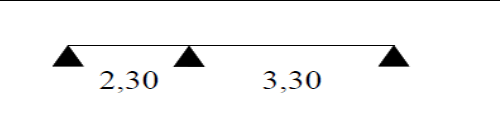
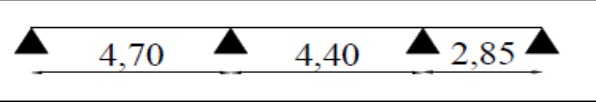
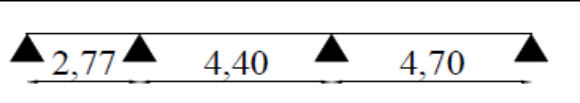
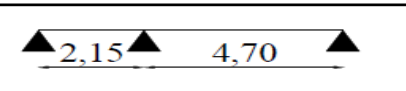
- Méthode forfaitaire.
- Méthode de caquot.
- Méthode de la RDM

A. Les différents types des poutrelles :

Nous disposons de 10 types des poutrelles qui seront données dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Différents types de poutrelles dans les planchers

Types	Schémas	Etages	Méthodes
Type1		1,2,3,4,5	Forfaitaire
Type2		6,7	Forfaitaire
Type3		1,2,3,4,5,6	Forfaitaire
Type4		7	RDM
Type5		6(T.A)	RDM
Type6		Entre sol 1,2 3	Caquot

Type7				
Type8			Terrasse inaccessible	Caquot
Type9				
Type10			5	

B. Calcul des charges revenantes sur les poutrelles :

A l'ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q$ □ $q_u = 0,65*P_u$

A l'ELS : $P_s = G + Q$ □ $q_s = 0,65*P_s$

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des charges pour les poutrelles des différents niveaux.

Tableau III.2 Les charges revenantes sur les poutrelles.

Désignation	G (kn /m ²)	Q (kn /m ²)	ELU		ELS	
			P _u (kn /m ²)	q _u (kn /m ²)	P _s (kn /m ²)	q _s (kn /m ²)
RDC	5,08	1,5	9,11	5,92	6,58	4,277
Etage courant						
Terrasse accessible	6,38	1,5	10,863	7,06	7,88	5,12
Terrasse inaccessible	6,61	1	10,424	6,78	7,61	4,95

C. Calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Dans ce qui suit, nous allons exposer un exemple de calcul **type 3** (étages)
 Nous utiliserons la méthode forfaitaire

- **Schéma statique**

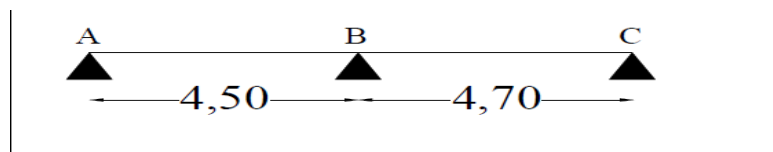


Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle type 3.

- **Calcul des moments**
- **Moments isostatiques**

Travée AB

On a $M_0^{AB} = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} ELU: M_0 = 14,985KN.m \\ ELS: M_0 = 10,826KN.m \end{cases}$

Travée BC

On a $M_0^{BC} = \frac{ql^2}{8} = \begin{cases} ELU: M_0 = 16,347KN.m \\ ELS: M_0 = 11,81KN.m \end{cases}$

- **Moments aux appuis :**

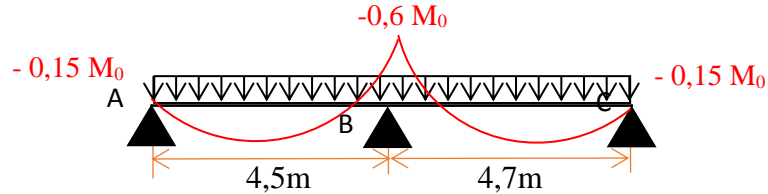


Figure III.2 Diagramme des moments pour une poutre isostatique

- **Appui intermédiaire**

$M_a^{int} = -0,6 M_0^{max} \Rightarrow \begin{cases} ELU: M_u^{int} = -9,808KN.m \\ ELS: M_s^{int} = -7,086KN.m \end{cases}$

- **Appuis de rive**

$M_a^{rive} = -0,15 M_0$

Avec : $M_0 = \max(M_0^{AB}; M_0^{BC})$

Donc $\begin{cases} ELU: M_u^{rive} = -2,452KN.m \\ ELS: M_s^{rive} = -1,772 KN.m \end{cases}$

- **Moments en travées :**

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes.

(1) $..... M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05]M_{oi}$

(2) $..... M_{ti} \geq \begin{cases} [(1,2 + 0,3\alpha)]M_{oi} trevée de rive \\ [(1 + 0,3\alpha)]M_{oi} trevée intremédiare \end{cases}$

Avec :

- $\alpha = Q / (G+Q)$: degré de surcharge ;
- M_g : moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée ;
- M_d : moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

D'où, $M_t \Rightarrow \begin{cases} ELU: M_t^u = 12,561 KN.m \\ ELS: M_t^s = 9,075 KN.m \end{cases}$

- **Évaluation des efforts tranchants**

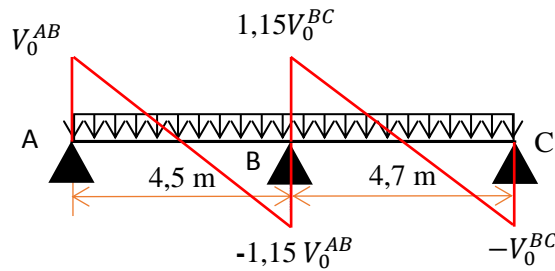


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants d'une poutre à deux travées

On a : $V_0 = \frac{ql}{2}$: Effort tranchant isostatique.

Travée AB : $\begin{cases} V_A = 13,32 \text{ KN} \\ V_B = -15,318 \text{ KN} \end{cases}$

Travée BC : $\begin{cases} V_B = 16 \text{ KN} \\ V_C = -13,912 \text{ KN} \end{cases}$

D. Les sollicitations les plus défavorables

Tableau III.3. Sollicitations maximales des poutrelles des entres sol 1,2et3 :

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_u (kn)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{intre} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{intre} (KN.m)	M_t (KN.m)
T 6	-1,209	-4,279	6,061	11,065	-0,873	-3,065	4,39
T 7	-1,209	-4,481	5,974	11,126	-0,837	-3,21	4,328
Max	-1,209	-4,481	6,061	11,126	-0,837	-3,21	4,39

Tableau III.4. Sollicitations maximales dans les types des poutrelles des étages 1,2,3,4 :

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant V_u (kn)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (Kn.m)	M_a^{intre} (Kn.m)	M_t (Kn.m)		M_a^{rive} (Kn.m)	M_a^{intre} (Kn.m)	M_t (Kn.m)
T 1	-2,248	-6,539	11,923	15,303	-1,624	-4,724	8,614
T 3	-2,452	-9,808	12,561	16	-1,772	-7,086	9,075
Max	-2,452	-9,808	12,561	16	-1,772	-7,086	9,075

Tableau III.5. Sollicitations maximales dans les types des poutrelles de 5^{ème} étage :

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (kn)	Evaluation des moments		
	M _a ^{rive} (Kn.m)	M _a ^{intre} (Kn.m)	M _t (Kn.m)		M _a ^{rive} (Kn.m)	M _a ^{intre} (Kn.m)	M _t (Kn.m)
T 1	-2,248	-6,539	11,923	15,303	-1,624	-4,724	8,614
T 3	-2,452	-9,808	12,561	16	-1,772	-7,086	9,075
T 10	-2,452	-8,663	12,302	15,755	-1,772	-6,205	8,911
Max	-2,452	-9,808	12,561	16	-1,772	-7,086	9,075

Tableau III.6. Sollicitations maximales dans les types des poutrelles de 6^{ème} étage :

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (kn)	Evaluation des moments		
	M _a ^{rive} (Kn.m)	M _a ^{intre} (Kn.m)	M _t (Kn.m)		M _a ^{rive} (Kn.m)	M _a ^{intre} (Kn.m)	M _t (Kn.m)
T 2	-2,248	-8,174	13,378	15,303	-1,772	-5,905	9,967
T 3	-2,452	-9,808	12,561	16	-1,772	-7,086	9,075
Max	-2,452	-9,808	13,378	16	-1,772	-7,086	9,967

Tableau III.7. Sollicitations maximales dans les types des poutrelles de 7^{ème} étage :

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (kn)	Evaluation des moments		
	M _a ^{rive} (Kn.m)	M _a ^{intre} (Kn.m)	M _t (Kn.m)		M _a ^{rive} (Kn.m)	M _a ^{intre} (Kn.m)	M _t (Kn.m)
T 2	-2,248	-8,174	13,378	15,303	-1,772	-5,905	9,967
T 4	-2,452	/	16,347	13,912	-1,772	/	11,81
Max	-2,452	-8,174	16,347	15,303	-1,772	-5,905	11,81

Tableau III.8. Sollicitations maximales dans les types des poutrelles du terrasse accessible (6^{ème} étage):

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments				Evaluation des moments		

	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{intre} (KN.m)	M_t (KN.m)	Effort tranchant Vu (kn)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{intre} (KN.m)	M_t (KN.m)
T 5	-2,681	/	17,873	15,887	-1,945	/	12,965
Max	-2,681	/	17,873	15,887	-1,945	/	12,965

Tableau III.9. Sollicitations maximales dans les types des poutrelles du terrasse inaccessible:

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (kn)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (Kn.m)	M_a^{intre} (Kn.m)	M_t (Kn.m)		M_a^{rive} (Kn.m)	M_a^{intre} (Kn.m)	M_t (Kn.m)
T 2	-3,152	-10,217	13,948	18,095	-2,050	-7,417	10,204
T 4	-3,152	-10,217	13,948	18,095	-2,050	-7,417	10,204
Max	-3,152	-10,217	13,948	18,095	-2,050	-7,417	10,204

Les Sollicitation optées pour le ferrailage des poutrelles :

Tableau III.10. Sollicitations optées pour le ferrailage des poutrelles

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Effort tranchant Vu (kn)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{intre} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{intre} (KN.m)	M_t (KN.m)
Entre sol 1,2, 3	-1,209	-4,481	6,061	11,126	-0,837	-3,21	4,39
1,2,3,4,5^{ème} Etage	-2,452	-9,808	12,561	16	-1,772	-7,086	9,075
6^{ème} Etage	-2,452	-9,808	13,378	16	-1,772	-7,086	9,967
7^{ème} Etage	-2,452	-8,174	16,347	15,303	-1,772	-5,905	11,81
T accessible	-2,681	/	17,873	15,887	-1,945	/	12,965
T inaccessible	-3,152	-10,217	13,948	18,095	-2,050	-7,417	10,204

E. Ferrailage des poutrelles :

- **Ferrailage longitudinale**

Le calcul des armatures longitudinales se fait pour une section en T à la flexion simple.

✓ Exemple de calcul : (poutrelles du 1^{ère} au 5^{ème} étage).

On a : $b = 65\text{ cm}$; $b_0 = 10\text{ cm}$; $h = 20\text{ cm}$; $h_0 = 4\text{ cm}$; $f_c = 400\text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25\text{ MPa}$;
 $d = 20 - 2 = 18\text{ MPA}$.

Données :

$$\text{ELU} \begin{cases} M_t = 12,561\text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -9,808\text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -2,452\text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t = 9,075\text{ KN.m} \\ M_a^{\text{inter}} = -7,086\text{ KN.m} \\ M_a^{\text{rive}} = -1,772\text{ KN.m} \\ V = 16\text{ KN} \end{cases}$$

- **Ferrailage en travée**

Moment équilibré par la table de compression M_{Tu} :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$M_{Tu} = 59,072\text{ KN.m} > M_{tu} = 9,94\text{ KN.m} \Rightarrow$ Calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{12,561 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,042 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668 \\ \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{array} \right.$$

$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,042}] = 0,054$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,054) = 0,176\text{ m}$$

Calcul de f_{st} :

$$\varepsilon_{st} = 3,5/1000 [(1 - \alpha)/\alpha]$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{12,561 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 2,05 \times 10^{-4}\text{ m}^2 = 2,05\text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

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

$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 < A_t = 2,05 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

• **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

Appui intermédiaire

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{inter}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{9,808 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,213 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3.5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668 \\ \varepsilon_l = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{array} \right.$$

$\mu_{bu} = 0,231 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée).

ce qui donne ; $A_a^{\text{inter}} = \frac{M_{au}^{\text{inter}}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,213}] = 0,303$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,303) = 0,158 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_a^{\text{inter}} = \frac{9,808 \times 10^{-3}}{0,158 \times 348} = 1,78 \text{ cm}^2$$

Appui de rive

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{\text{rive}}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{2,452 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,053 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3.5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668 \\ \varepsilon_l = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{array} \right.$$

$\mu_{bu} = 0,053 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée).

$$\text{ce qui donne ; } A_a^{rive} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,053}] = 0,068$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,068) = 0,175 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_a^{rive} = \frac{2,452 \times 10^{-3}}{0,175 \times 348} = 0,40 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité aux appuis

$$A_a^{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,22 \text{ cm}^2$$

$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{inter} = 1,78 \text{ cm}^2$ Vérifiée

$A_a^{min} = 0,22 \text{ cm}^2 < A_a^{rive} = 0,40 \text{ cm}^2$ Vérifiée

Tableau III.11. Ferrailage longitudinale des poutrelles

Niveaux	En droit	M (kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Entres Solles	Travée	6,061	0,020	0,025	0,178	0,97	1,41	3HA10= 2,36
	Appui intermédiaire	4,481	0,097	0,128	0,171	0,75	0,22	2HA10= 1,57
	Appui de rive	1,209	0,026	0,034	0,176	0,19	0,22	1HA10 = 0,79
1,2,3,4,5 ^{ème} Etage	Travée	12,561	0,042	0,053	0,176	2,05	1,41	3HA12= 3,39
	Appui intermédiaire	9,808	0,213	0,303	0,158	1,78	0,22	1HA10+1HA12 = 1,92
	Appui de rive	2,452	0,053	0,068	0,175	0,40	0,22	1HA10 = 0,79
6 ^{ème} Etage	Travée	13,378	0,045	0,057	0,176	2,18	1,41	3HA14= 4,62
	Appui intermédiaire	9,808	0,213	0,303	0,158	1,78	0,22	1HA10+1HA12 = 1,92
	Appui de rive	2,452	0,053	0,068	0,175	0,40	0,22	1HA10 = 0,79

7^{ème} Etage	Travée	16,347	0,055	0,071	0,175	2,68	1,41	3HA14= 4,62
	Appui intermédiaire	8,174	0,178	0,247	0,162	1,45	0,22	1HA10+1HA12 = 1,92
	Appui de rive	2,452	0,053	0,068	0,175	0,40	0,22	1HA10 = 0,79
Terrasse accessible	Travée	17,873	0,06	0,077	0,174	2,95	1,41	3HA14= 4,62
	Appui de rive	2,681	0,058	0,075	0,175	0,04	0,22	1HA10 = 0,79
Terrasse inaccessible	Travée	13,948	0,047	0,060	0,175	2,29	1,41	3HA12= 3,39
	Appui intermédiaire	10,217	0,04	0,051	0,176	1,67	0,22	1HA10+1HA12 = 1,92
	Appui de rive	3,152	0,068	0,088	0,174	0,05	0,22	1HA10 = 0,79

Voici les sections de ferrailage choisies :

-En travée : $A = 2,05 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit ; $3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

-En appui intermédiaire : $A = 1,78 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit ; $1\text{HA}12+1\text{HA}10 = 1,92 \text{ cm}^2$

-En appui de rive : $A = 0,40 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit ; $1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$

b) Ferrailage transversal

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min(8\text{mm}; 5,71\text{mm}; 10\text{mm})$$

Avec ; ϕ_l^{\min} est le minimum du diamètre des barres longitudinales.

Soit ; $\phi_t = 6 \text{ mm}$

D'où, $A_{trans} = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

F. Les vérifications nécessaires

❖ Vérification à l'ELU

• Les vérifications de rupture par cisaillement

$$\tau_u = \frac{V \times 10^{-3}}{(b_0 \times d)} = \frac{16 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,888 \text{ MPa}$$

$$FPN \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

Donc $\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de Risque de rupture par cisaillement.

• Espacement (St) des armatures transversales

L'espacement des armatures transversales St est défini par le minimum des trois conditions qui suivent :

$$\begin{aligned}
 1) \quad St &\leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) && \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm} \\
 2) \quad St &\leq \frac{A_{trans} \times f_e}{0,4 \times b_0} && \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm} \\
 3) \quad St &\leq \frac{0,8 \times A_{trans} \times f_e}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} && \Rightarrow St \leq 70,7 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

D'où $St = 15 \text{ cm}$.

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

-Appui de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow \frac{\gamma_s}{f_e} V_u = \frac{1,15}{400} \times 16 \times 10^{-3} = 0,46 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{travé} + A_{appui}$$

$$A_l = 3HA12 + 1HA10 = 4,18 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_l \geq 0,46 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

-Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(16 \times 10^{-3} + \frac{(-9,808) \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) = -1,28 < 0$$

$A_l < 0 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort V_u est négligeable devant l'effet du moment.

- **Vérification de la jonction table nervure**

$$\tau_1^u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times h_0 \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\text{avec; } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\tau_1^u = \frac{0,275 \times 16 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,65 \times 0,04 \times 0,18} = 1,04 \text{ MPa}$$

$$\tau_1^u < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

\Rightarrow Pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

- **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$$

avec $a = \min(0,9d ; (30 - 4)cm) = 0,162 m$

$V_u = 16 KN < 108,135 KN$Vérifiée

⇒La bielle est vérifiée

Les vérifications des poutrelles ont état limite est illustrée dans le tableau ci-après :

Tableau III.12. Vérifications nécessaires à l’ELU

Niveaux	Cisaillement (MPa)	Armatures longitudinales <i>Al</i>		Bielle $V_u < 0.267 \cdot \alpha \cdot b_0 \cdot f_{c28}$	Jonction $\tau_1^u \leq \bar{\tau}$ (MPa)
		$\frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{inter}}{0,9 d} \right)$		
Entresolles	0,618<3,33	3,15>0,32	3,93>-0,475	11,126<108,135	0,73<3,33
1,2,3,4,5 ^{ème} Etage	0,889< 3,33	4,18>0,46	5,31>-1,28	16<108,135	1,04<3, 33
6 ^{ème} Etage	0,889<3,33	5,41>0,46	6,54>-1,28	16<108,135	1,04< 3,33
7 ^{ème} Etage	0,850<3,33	5,41>0,44	6,54>-1,01	15,303<108,135	1<3, 33
T Accessible	0,883<3, 33	5,41>0,46	/	15,887<108,135	1,04< 3, 33
T innaccessible	1<3, 33	4,18>0,52	5,31>-1,29	18,095<108,135	1,18<3, 33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ **Vérifications à ELS**

Les vérifications concernées sont :

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

• **Vérification des contraintes**

-En travée

$A = 3,39cm^2 ; b = 65cm ; b_0 = 10cm ; h_0 = 4cm ; d = 18cm ; M_t = 9,075KN.m$

-Position de l’axe neutre (H) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = -191,9 cm^3$$

$H < 0 \Rightarrow$ calcul d'une section en T

Calcul de y et I :

$$\frac{b_0}{2}y^2 + [15.A + (b - b_0)h_0]y - 15.Ad - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$$

$$\Leftrightarrow 5 \qquad \qquad \qquad y^2 + 270,85y - 1355,3 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,61m$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y-h_0)^3}{3} + 15A(d-y)^2 = \frac{65 \times 4,61^3}{3} - \frac{(65-10)(4,61-4)^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (18 - 4,61)^2$$

$$I = 11243,89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9,075 \times 10^{-3}}{11243,89 \times 10^{-8}} \times 0,0461 = 3,72 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ pas de risque d'écrasement du béton en travée.

-En appuis intermédiaire

$A = 2,26\text{cm}^2$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 10\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $d = 18\text{cm}$; $M_a^{intre} = -7,086\text{KN.m}$

$M_a^{intre} = -7,086\text{KN.m} < 0 \square$ calcul comme une section rectangulaire $b_0 \times h$

Calcul de y et I

$$\frac{b}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \quad \Leftrightarrow \quad 32,5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0$$

$$y = 3,84 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2 = \frac{65 \times (3,84)^3}{3} + 15 \times 2,26 \times (18 - 3,84)^2$$

$$\Rightarrow I = 8023,97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,086 \times 10^{-3}}{8023,97 \times 10^{-8}} \times 0,0384 = 3,39 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots$ pas de risque d'écrasement de béton en appuis.

Les vérifications des poutrelles à état limite est illustrée dans le tableau ci-après :

Tableau III.13. Vérification des contraintes à l'ELS :

Niveaux	En droit	M _s (kn.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	Contrainte	Observation
Entres Solles	Travée	4,39	2,36	3,92	8323,04	2,07<15	Vérifiée
	Appui	-3,21	1,57	7,15	3990,87	5,75<15	Vérifiée
1,2,3,4,5 ^{ème} Etage	Travée	9,075	3,39	4,61	11243,89	3,72<15	Vérifiée
	Appui	-7,086	1,92	7,70	4577,17	11,92<15	Vérifiée
6 ^{ème} Etage	Travée	-9,967	4,62	5,35	14362,24	3,71 <15	Vérifiée
	Appui	-7,086	1,92	7,7	4577,17	11,92<15	Vérifiée
7 ^{ème}	Travée	11,81	4,62	5,35	14362,24	4,39 <15	Vérifiée
	Appui	-5,905	1,92	7,7	4577,17	9,93<15	Vérifiée
Terrasse accessible	Travée	12,965	4,62	5,35	14362,24	4,83<15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Travée	10,204	3,39	4,61	11243,86	4,18 <15	Vérifiée
	Appui	-7,417	1,92	7,7	4577,17	12,7<15	Vérifiée

• Vérification de la flèche

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable terrasse inaccessible **type 5**

Conditions de la vérification de la flèche

Données : : $l = 4,70 \text{ m}$; $M_{0s} = 13,668 \text{ KN.m}$; $M_{ts} = 10,204 \text{ KN.m}$; $M_{ts} = 0,7465 M_{0s}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

1) $h \geq \frac{M_{ts}}{15 M_{0s}} \times l \Leftrightarrow h=20 \text{ cm} < 23 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{3,6 \cdot b_0 \cdot d}{f_e} = 1,62 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow 3,05 \text{ cm}^2 > 1,62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$

3) $L < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Puisque la 1^{ère} et la 2^{ème} conditions ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f} \quad ; \quad l < 5m \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,94 \text{ cm} = 9,4 \text{ mm}$$

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

➤ **Evaluation des moments en travée :**

$q_j = 0,65 G' j_{ser} = 0,65 \times 2,75 = 1,79 \text{KN/ml}$ (la charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de mise en œuvre des cloisons) .

$q_g = 0,65 G g_{ser} = 0,65 \times 6,61 = 4,3 \text{KN/ml}$ (la charge permanente qui revient à la poutrelle) .

$q_p = 0,65 G P_{ser} = 0,65 \times 7,61 = 4,95 \text{KN/ml}$ (la charge permanente et la surcharge d'exploitation) .

➤ **Calcul de la flèche**

1°/ **Calcul des moments**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 1 \times q_g \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^j = 1 \times q_j \times \frac{l^2}{8} \\ M_{ser}^p = 1 \times q_p \times \frac{l^2}{8} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{ser}^g = 3,68 \text{KN.m} \\ M_{ser}^j = 8,85 \text{KN.m} \\ M_{ser}^p = 10,19 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

2°/ **Coefficients λ, μ**

Les coefficients λ et μ sont définis par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{10 \times 18} = 0,0188 = 1,88 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2,26 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0,9 \end{array} \right.$$

3°/ **Calcul de Y et I**

$$Y = 4,58 \text{cm}$$

$$I = 11249 \text{cm}^4$$

4°/ **Calcul des contraintes σ_{st}**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st}^g = 66,03 \text{MPa} \\ \sigma_{st}^j = 158,62 \text{MPa} \\ \sigma_{st}^p = 182,59 \text{MPa} \end{array} \right.$$

5°/ **Calcul de μ**

$$\begin{cases} \mu_g = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}}\right) = 0,480 \\ \mu_j = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}}\right) = 0,738 \\ \mu_p = \max\left(0; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}}\right) = 0,768 \end{cases}$$

6°/ Calcul des moments d'inertie fissurés

$$y_G = 7,12\text{cm}$$

$$I_0 = \frac{by_G^3}{3} + \frac{b_0(h-y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_G-h_0)^3}{3} + 15A(d - y_G)^2$$

$$I_0 = 20405,38\text{cm}^4$$

7°/Calcul des moments d'inertie fissurés

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 8398,9\text{cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 10748 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 8192,1 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 13235\text{cm}^4 \end{cases}$$

8°/Modules de Young instantanés et différé

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456,60 \text{ MPa} \end{cases}$$

9°/Calcul de f

$$\begin{cases} f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 13,45 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 2,33 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 8,47\text{mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 7,18\text{mm} \end{cases}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 12,41 \text{ mm}$$

$\Delta f = 12,41\text{mm} > \bar{f} = 9\text{mm}$condition non vérifiée .

La flèche n'est pas vérifiée donc il faut augmenter la section du ferrailage.

3HA14+1HA10 = 5,41cm². Puis on refait le calcul de la flèche le résultat sera :

$\Delta f = 8,29mm < \bar{f} = 9mm$condition vérifiée .

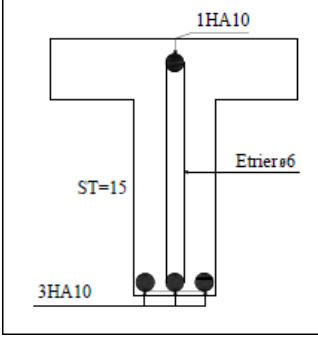
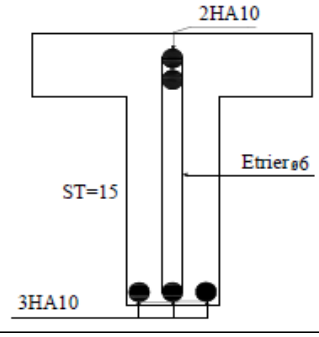
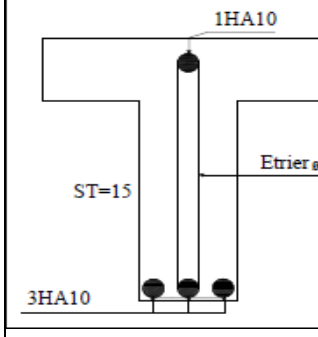
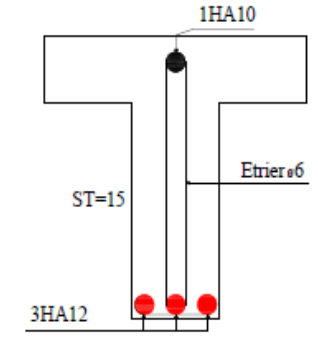
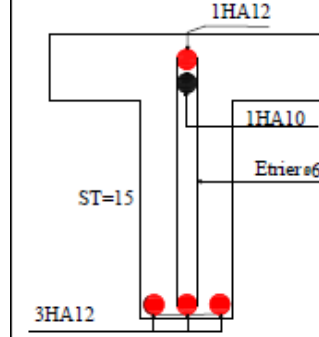
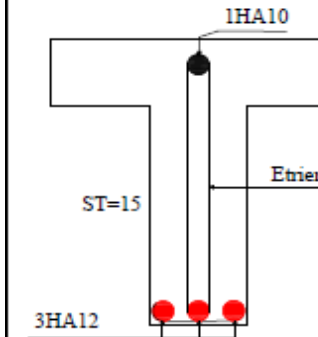
Même pour la terrasse accessible La flèche n'est pas vérifiée donc il faut augmenter la section du ferrailage. Elle sera $3HA14+1HA10 = 5,41cm^2$

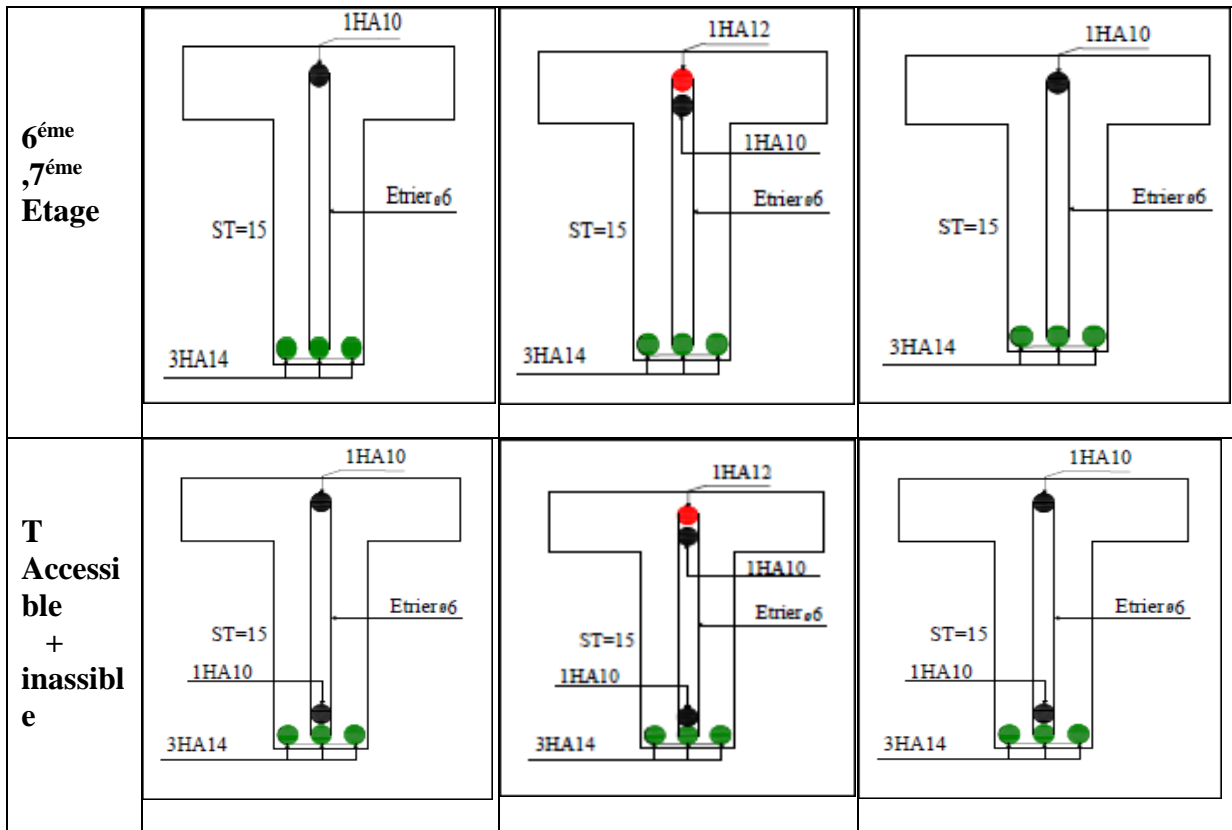
Tableau III.14. Vérification de la flèche pour les autres types des poutrelles :

Niveaux	Entre sol	1 ^{er} 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème}
A (cm ²)	3HA10= 2,36	3HA12= 3,39	3HA14= 4,62
Δf	0,3	7,57	9,38
\bar{f}	6,2	9	9,4
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.15. Schéma de ferrailage des poutrelles

Niveaux	Travée	Appuis intermédiaire	Appuis de rive
Entre solles			
Rdc à 5^{ème} étage			



Calcul de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de la compression se fait dans les deux sens :

□ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$50\text{cm} \leq l_o = 65\text{cm} \leq 80\text{cm} \quad \square \quad A_{\perp} = \frac{4 \times l_o}{f_e}$$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $4\varnothing 8\text{ml} = 2,01\text{cm}^2\text{ml}$ avec $St = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$

□ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = 1\text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $4\varnothing 8\text{ml} = 2,01\text{cm}^2\text{ml}$ avec $St = 25\text{cm} \leq 20\text{cm}$

Donc on adopte un treillis soudé Ø6 de mailles (150×150) ce qui satisfait les sections précédentes.

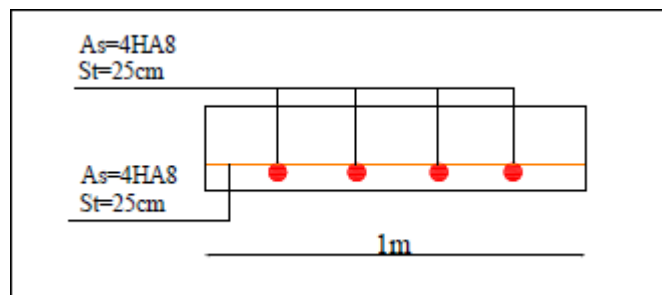


Figure III.4. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.1.2 Etude des dalles pleines :

On appelle un panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis

L_x = la plus petite dimension de panneau.

L_y = la plus grande dimension du panneau.

Telle-que : $\rho=L_x/L_y$

Si $\rho \leq 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens.

Si $\rho > 0,4 \rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

III.1.2.1 Type 1 panneau D9 : (repose sur quatre appuis) étage RDC

Calcul a l'ELU :

$G=6,08\text{kn/m}^2$; $Q=2,5\text{kn/m}^2$

$q_u=1,35 \times 6,08 + 1,5 \times 2,5 = 11,96\text{kn/m}^2$

$q_s=6,08 + 2,5 = 8,58\text{kn/m}^2$

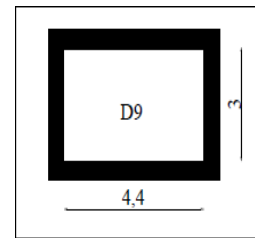


Figure III.5. Panneau de dalle D9

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{4,4} = 0,68 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille selon les deux sens.

$\rho=0$; $V=0$

$U_x = 0,0710$

$U_y = 0,4034$

Calcul des moments isostatiques :

On a : $M_0^x = U_x \times q_u \times l_x^2 = 7,64 \text{ kn.m}$

$M_0^y = U_y \times M_0^x = 3,08 \text{ kn.m}$

➤ **Moment en travée :**

$M_x^t = 0,75 \times M_0^x = 5,73 \text{ kn.m}$

$M_y^t = 0,75 \times M_0^y = 2,31 \text{ kn.m}$

➤ **Moment en appuis :**

$M_x^a = -0,5 \times M_0^x = -3,82 \text{ kn.m}$

$M_y^a = -0,5 \times M_0^y = -1,54 \text{ kn.m}$

➤ **Effort tranchant :**

$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 14,75 \text{ KN}$

$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 4,68 \text{ KN}$

III.1.2.2 Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section (b×h) (100×15) cm².

Tableau III.16. Ferrailage de la dalle sur quatre appuis :

Position	sens	M(kn.m)	U_{bu}	α	Z(m)	Acal	Amin	Achoisit	St
Travée	x-x	5,73	0,024	0,030	0,128	1,28	1,40	4HA8=2,01	25
	y-y	2,31	0,009	0,011	0,129	0,51	1,20	4HA8=2,01	25
Appuis	x-x	-3,82	0,015	0,018	0,129	0,85	1,40	4HA8=2,01	25
	y-y	-1,54	0,006	0,007	0,129	0,34	1,20	4HA8=2,01	25

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

Pour $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0,4$, avec : $f_e = 400\text{MPa} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$A_x^{min} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times e = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,68}{2}\right) \times 100 \times 15 = 1,40\text{cm}^2.$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2\text{ cm}^2.$$

• **Vérification de diamètre des barres :**

$$\emptyset \leq \frac{e}{10} = \frac{150}{10} \rightarrow \emptyset \leq 15\text{mm}$$

• **Vérification des espacements :**

Selon x : $St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \rightarrow$ On opte $St = 33\text{cm}$ vérifiée

Selon y : $St \leq \min(4e ; 45\text{cm}) \rightarrow$ On opte $St = 45\text{cm}$ vérifiée

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \rightarrow \tau_u = 0,113\text{MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17\text{MPa} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.1.2.3 Calcul à L'ELS :

On a : $q_s = G + Q = 8,58\text{kn/m}^2$

$$M_x^0 = 5,92\text{ kn.m} \quad \text{tel-que : } v = 0,2 \rightarrow U_x = 0,0767$$

$$M_y^0 = 3,31\text{ kn.m} \quad U_y = 0,5584$$

• **Moments en travée :**

$$M_x^t = 0,75 \times M_0^x = 4,44\text{ kn.m}$$

$$M_y^t = 0,75 \times M_0^y = 2,48\text{ kn.m}$$

• **Moments en appui :**

$$M_x^a = -0,5 \times M_0^x = - 2,96\text{ kn.m}$$

$$M_y^a = -0,5 \times M_0^y = - 1,65\text{ kn.m}$$

• **Vérification des contraintes des aciers :**

$$FN \rightarrow \sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times ftj}\right) = 201,6\text{ MPa}$$

Tableau III.17. Vérifications des contraintes à l'ELS

Position	Sens	Mser (kn.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\frac{\sigma_{bc}}{\leq \overline{\sigma_{bc}}}$ (MPa)	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	Obs

Travée	x-x	4,44	2,51	3844,82	2,89<15	181,71<201,6	Vérifiée
	y-y	2,48	2,51	3844,82	1,62<15	101,49<201,6	Vérifiée
appuis	x-x	-2,96	2,51	3844,82	1,93<15	121,13<201,6	Vérifiée
	y-y	-1,65	2,51	3844,82	1,07<15	67,53<201,6	Vérifiée

Vérification de la flèche :

$$Atx \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 0,000201 \text{ m}^2 < 0,00065 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

La flèche est vérifiée dans les deux sens

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

Schéma de ferrailage :

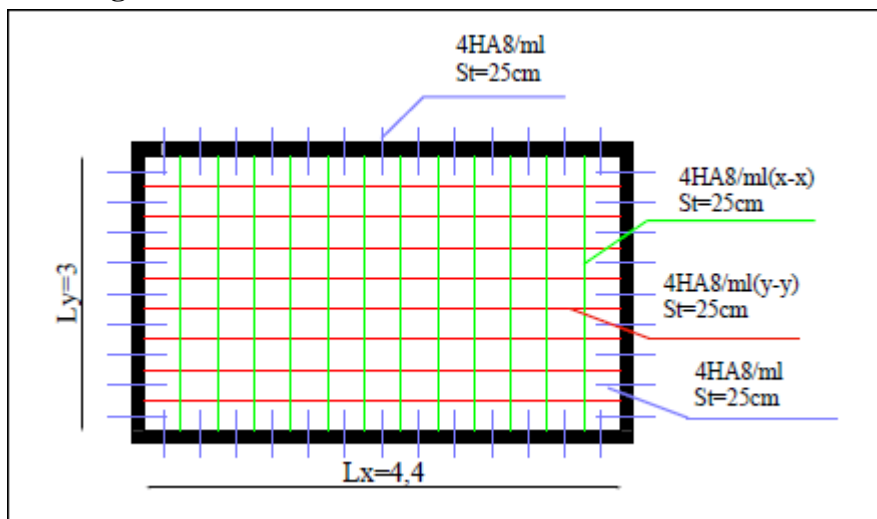


Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle pleine

Le calcul de ferrailage des autres panneaux de dalle est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Ferrailage des autres panneaux de dalle

Type	sens	M(kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	St (cm)
DP15	x-x	9,96	0,07	0,09	0,096	2,98		4HA10=3,14	25
	y-y	$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 2HA8=1,01 \text{ cm}^2$							
DP05	x-x	1,31	0,009	0,011	0,099	0,38		2HA8=1,01	25
	y-y	$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{1,01}{4} = 0,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$							
DP18	x-x	12,02	0,05	0,064	0,126	2,74		4HA10=3,14	25
	y-y	$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 2HA8=1,01 \text{ cm}^2$							

III.2 Etude d'escalier :

Pour notre cas on s'intéresse à la cage d'escalier des étages :

1^{er} et 3^{ème} volée :

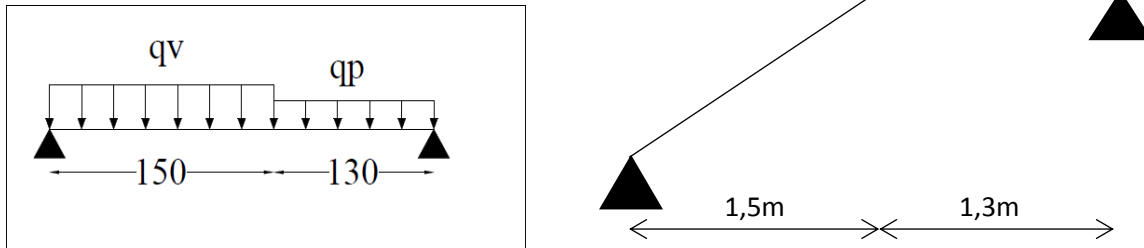


Figure III.7 Schéma statique de la 1^{er} et 3^{ème} volée

a) Les combinaisons de charges :

On a $G_v=8,16 \text{ KN/m}^2$; $G_p=5,18 \text{ KN/m}^2$; $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$

ELU : $q_v= 14,76 \text{ KN/ml}$

$q_p= 10,74 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_v= 10,66 \text{ KN/ml}$

$q_p= 7,68 \text{ KN/ml}$

b) Les sollicitations :

À l'ELU : pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- La méthode des charges équivalentes.
- La méthode RDM.

Les sollicitations sont calculées par la méthode RDM.

Réactions d'appuis :

$$\Sigma F=0 \leftrightarrow R_a+R_b = 1,5q_v + 1,3q_p$$

$$\text{D'où : } R_a+R_b = 36,10 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/A=0 \rightarrow \text{ELU : } R_a= 19,45 \text{ KN}$$

$$R_b= 16,65 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } R_a= 14,02 \text{ KN}$$

$$R_b= 11,95 \text{ KN}$$

Moment fléchissant et efforts tranchants :

$$\text{ELU : } M_{\text{max}}= 12,82 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tmax}}= 0,75 \times M_{\text{max}} = 9,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{amax}}= -0,5 \times M_{\text{max}} = -6,41 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{max}}= 19,45 \text{ KN}$$

ELS : $M_{max} = 9,22 \text{ KN.m}$

$M_{tmax} = 0,75 \times M_{max} = 6,92 \text{ KN.m}$

$M_{amax} = -0,5 \times M_{max} = -4,61 \text{ KN.m}$

$V_{max} = 14,02 \text{ KN}$

c) Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une bande d'un mètre en flexion simple pour une sollicitation maximale à l'ELU et la vérification se fera à l'ELS.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau III.19. Ferrailage à l'ELU.

Position	Mu(kn.m)	Ubu	A	Z(m)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)	Achoisit(cm ²)	St(cm)
Travée	9,62	0,04	0,05	0,127	2,16	1,57	4HA10= 3,14	25
Appui	6,41	0,027	0,034	0,128	1,44	1,57	4HA8= 2,01	25

Armatures de répartition :

$$A_{rt} = \frac{A_t}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{rt} = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{ra} = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

d) Les vérifications nécessaires :

- A l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \text{ avec : } V_u = 19,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19,45 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,15 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- A l'ELS :

La fissuration est peu nuisible ; donc les vérifications à faire concernent uniquement :
La contrainte dans le béton σ_{bc} et l'état limite de déformation « flèche »

***Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

calcul de y et I :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

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

On résume le calcul des contraintes dans le tableau ci-après :

Tableau III.20. Ferrailage à l'ELS.

Position	Mser(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Observation
----------	------------	-------	---------------------	-------------------------------------------	-------------

Travée	6,92	3,059	5608,73	3,77 < 15	Vérifiée
Appui	-4,61	2,514	3844,81	3,01 < 15	Vérifiée

***Etat limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

1- $h \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_o})l \rightarrow h=0,15m > 0,105m \dots \dots \dots$ condition vérifiée

2- $A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 3,14 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ condition vérifiée

3- $L=2,8 \text{ m} < 8m \dots \dots \dots$ condition vérifiée

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Etude de la 2^{ème} volée :

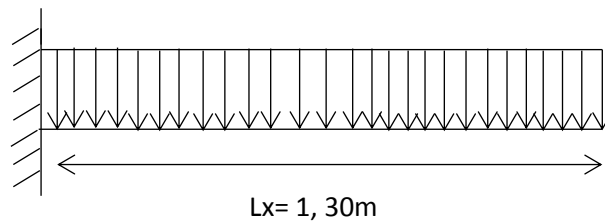


Figure III.8 schéma statique de la deuxième volée.

a) Combinaison de charge :

On a $G_v=8,16 \text{ KN/m}$; $Q=2,5 \text{ KN/m}$

ELU : $q_v= 14,76 \text{ kn/ml}$; ELS : $q_v= 10,66 \text{ kn/ml}$

***Moment fléchissant et effort tranchant :**

Le calcul des sollicitations par la méthode de la RDM :

ELU : $M_u= 12,47 \text{ KN.m}$; ELS : $M_s :9,01 \text{ KN.m}$

$V= 19,18 \text{ KN}$; $V=13,86 \text{ KN}$

b) Ferrailage :

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.21. Ferrailage à l'ELU.

	M(kn.m)	U _{bu}	A	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{choisit}	St(cm)
Appui	12,47	0,05	0,064	0,126	2,84	1,57	4HA10=3,14	25

Armatures de répartition :

$A_{ra} = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{rt} = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

c) Les vérifications nécessaires :

- A L'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{avec : } V_u = 19,18 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{19,18 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,147 \text{ MPa} \leq 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- A L'ELS :

*** Etat limite de compression du béton**

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22. Ferrailage à l'ELS.

	Mser(kn.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Appui	9,01	3,059	5608,73	4,91 < 15	Vérifiée

Etat limite de déformation

- 1- $h \geq \max(\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0})l \rightarrow h = 0,15 \text{ m} > 0,065 \text{ m}$
- 2- $A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow A = 3,14 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- 3- $L = 1,3 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

d) Schéma de ferrailage

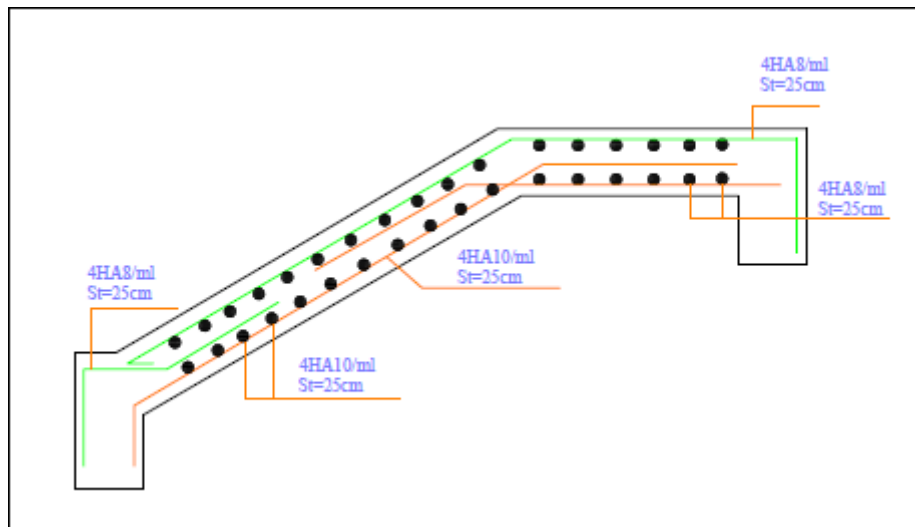


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la 1ère et 3ème volée de l'escalier d'étage courant.

III.3 Etude de la poutre brisée

Cette poutre se calcule en flexion simple et en torsion

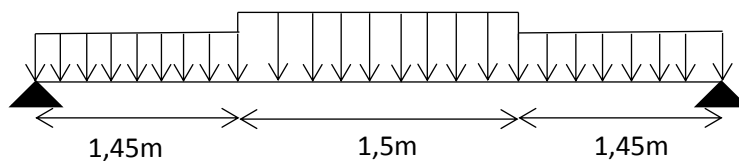


Figure III.10. Schéma statique de la poutre brisée

Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \rightarrow L= 4,4-0,3=4,1\text{m} \quad \rightarrow 27,33 \leq h \leq 41$$

On prend : h= 35cm , b= 30cm.

Vérification des conditions de RPA :

$$\left. \begin{array}{l} b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \text{ condition vérifiée} \\ h = 35\text{cm} \geq 30\text{cm} \text{ condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \text{ condition vérifiée} \end{array} \right\} \quad \text{RPA99 version 2003 ART.7.5.1}$$

➤ **Chargement repris par la poutre brisée**

Les charges revenant à la poutre sont :

- g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 25 \times 0,3 \times 0,35 = 2,625 \text{ kn/m}$$

- g_m : Poids du mur

$$g_m = 2,79 \times (3,06 - 0,35) = 7,56 \text{ kn/m}$$

- Chargement transmis par la première et la troisième volée

- **ELU**

$R_A = 26,64 \text{ KN/ml}$: réaction au point A de la première volée.

$R_B = 26,64 \text{ KN/ml}$: réaction au point B de la troisième volée.

$P_v = 22,14 \text{ KN/ml}$: charge due à la deuxième volée.

- **ELS**

$R_A = 19,13 \text{ KN/ml}$: réaction au point A de la première volée.

$R_B = 19,13 \text{ KN/ml}$: réaction au point B de la troisième volée.

$H P_v = 15,99 \text{ KN/ml}$: charge due à la deuxième volée.

Charge équivalente P_{eq} sur la poutre

➤ **ELU**

$$P_{eq} = \frac{26,64 \times 1,45 + 22,14 \times 1,5 + 26,64 \times 1,45}{4,4} = 25,11 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS

$$P_{eq} = \frac{19,13 \times 1,45 + 15,99 \times 1,5 + 19,13 \times 1,45}{4,4} = 18,06 \text{ KN/ml}$$

❖ **Combinaisons de charges**

➤ ELU

$$P_u = 1,35 \times (g_0 + g_m) + P_{eq} = 1,35 \times (7,56 + 2,625) + 25,11 = 38,86 \text{ KN/ml}$$

➤ ELS

$$P_u = (g_0 + g_m) + P_{eq} = (7,56 + 2,625) + 18,06 = 28,25 \text{ KN/ml}$$

❖ **Calcul des sollicitations****Tableau III.23.** Les sollicitations de la poutre brisée

	q (kn/m)	Mu(kn.m)	Mt(kn/m)	Ma(kn/m)	Vu(kn)
ELU	38,86	94,04	70,53	-47,02	85,49
ELS	28,25	68,36	51,27	-34,18	

➤ **Ferraillage de la poutre à la flexion simple****Tableau III.24.** Ferraillage de la poutre brisée

Position	Mu(kn.m)	Ubu	A	Z(m)	Acal(cm ²)	Amin(cm ²)
Travée	70,53	0,152	0,207	0,303	6,68	1,19
Appui	47,02	0,101	0,133	0,312	4,33	1,19

➤ **Vérification à l'ELU**• **Vérification de L'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{85,49 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,33} = 0,86 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement

Espacement des barres :

$$St = \min(0,9d; 40\text{cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

On opte : St=15cm, en zone courante.

St=10cm, en zone nodale.

❖ **Calcul de la poutre brisée à la torsion :**

➤ **Calcul d’armature à la torsion**

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée C’est le moment d’appui.

$$M_{appuis}^{escalier} = 6,41 \text{ KN.m}$$

$$M^{torsion} = M_i * 1/2 = 14,102 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage à la torsion :**

Tableau III.25. Ferraillage de la poutre brisée à la torsion

e (cm)	$\Omega(\text{m}^2)$	U(m)	Al (cm ²)	At(cm ²)
5	0,075	1,1	2,97	0,37

Contrainte de calcul cisaillement en torsion

$$\tau^{tors} = \frac{M_{tors}}{2 \times \Omega \times e} = 1,88 \text{ MPA}$$

Vérification au cisaillement

On doit vérifier :

$$\tau_{tot}^{tor} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_{tot}^{tor} = \sqrt{\tau^{Fs2} + \tau^{tor2}} = 2,06 \text{ MPA}$$

F.P.N ⇒ $\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPA}\right) = 3,33 \text{MPA} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifier}$

➤ **Ferraillage global**

– **Armatures longitudinales**

En travée

$$A_t = A_l^{FS} + A_l^{tors}/2 = 6,68 + 1,48 = 8,16 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_t = A_l^{FS} + A_l^{tors}/2 = 4,33 + 1,48 = 6,54 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$A_t = 3\text{HA}16 + 3\text{HA}12 = 9,42 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3\text{HA}16 + 2\text{HA}12 = 8,29 \text{ cm}^2$$

– Calcul des armatures transversales :

Soit $St = 20\text{cm}$

Flexion simple :

$$At \geq \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = 0,6 \text{ cm}^2$$

torsion :

$$At = \frac{Mt \times st \times ys}{2 \times f_e \times \Omega} = 0,37 \text{ cm}^2$$

D’où $At = 0,6 + 0,37 = 0,97 \text{ cm}^2$ on prend $4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l’ELS**

- **Vérification de l’état limite de compression de béton**

On vérifie :
$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Tableau III.26. Vérification a l’ELS de la poutre brisée

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	51,27	13,54	78332	8,86	15	Vérifiée
En appui	34,18	12,90	71706	6,15	15	Vérifiée

- **Vérification de la flèche**

Vérification de la flèche est nécessaire si l’une des conditions suivantes n’est pas observée :

1) $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \Rightarrow \frac{h}{l} = 0,079 > 0,075 \dots\dots\dots V$ érifée

2) $A \leq \frac{4,2 \times bd}{f_e} \Rightarrow 9,42 < 10,39 \dots\dots\dots$ Vérifiée

3) $L = 4,4 \text{ m} < 8\text{m} \dots\dots\dots$ Vérifiée

La vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

➤ **Schéma de Ferrailage de la poutre brisée**

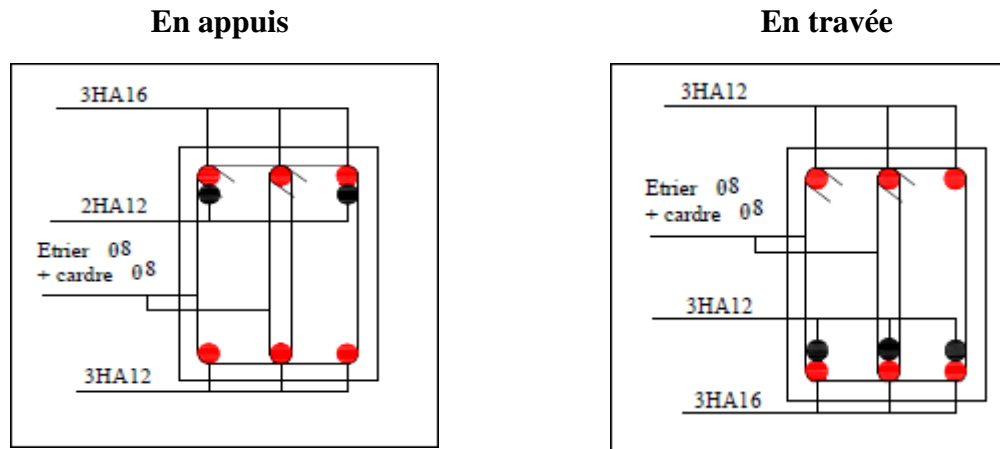


Figure III.11 Schéma de ferrailage de la poutre brisée

III.4 Etude poutre de chaînage

D’après le RPA99 (Art9.3.3), la dimension minimale de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 15 cm ou 2/3 de l’élément supporte

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max}=470$ cm

$$L_{max}=470-30=440\text{cm}$$

Selon la condition de flèche : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

$$29,33 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm}$$

Soit $h=35\text{cm}$ et $b=30\text{cm}$

III.5.1 Calcul des sollicitations :

Poids propre de chaînage : $G_p=25 \times 0,3 \times 0,35=2,625$ kn/m

Poids du mur : $G_m= 2,79 \times (3,06-0,35)= 7,56$ kn/m

D’où : $q_u=1,35 \times (2,625+7,56)$

$q_u=13,75$ kn/m et $q_s=10,18$ kn/m

Tableau III.27. Calculs des sollicitations :

	q (kn/m)	Mu(kn.m)	Mt(kn/m)	Ma(kn/m)	Vu(kn)
ELU	13,75	37,96	28,47	-18,98	32,31
ELS	10,18	28,11	21,08	-14,05	

III.5.2 Ferrailage de poutre de chaînage :

Tableau III.28. Résultats obtenus pour le ferrailage des poutres de chaînage

Position	Mu(kn.m)	Ubu	α	Z(m)	Acal(cm^2)	Amin(cm^2)	Aadoptée(cm^2)
Travée	28,47	0,065	0,084	0,31	2,64	1,15	3HA12=3,39
Appui	18,98	0,044	0,056	0,312	1,75	1,15	3HA10=2,36

• **Vérification de L'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{32,31 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0,336 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,336 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

→ Condition vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Calcul des armatures transversales**

$$\Phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi l \right) \rightarrow \Phi t \leq 10 \text{ mm}$$

Soit : un cadre HA8 plus un étrier HA8 → $A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2$

• **L'espace**

1) $St = \min (0,9d ; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 28,8 \text{ cm}$

2) $St \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3ft28)} < 0$

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

III.5.3 Vérification des contraintes

Tableau III.29. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Mser (kn.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	21,08	8,857	34183,18	5,46	15	Vérifiée
Appui	14,05	7,589	25465,47	4,18	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

✓ $h \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{Mt}{10M_0} \right) \times l \rightarrow h = 0,35\text{m} = 0,35\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ $A \leq \frac{4,2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow A = 3,39 < 10,08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

✓ $L = 4,7\text{m} < 8\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

La vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage

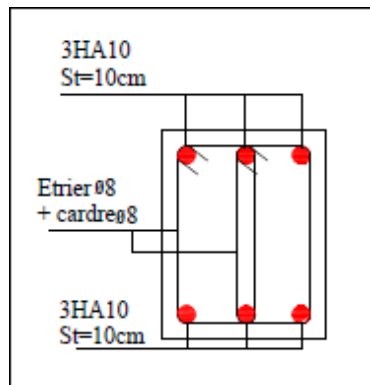


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage.

III.5 Etude d'ascenseur :

La cage de la dalle d'ascenseur doit être épaisse pour quelle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui soit appliqué sur elle.

*Evaluation des charges :

- Poids propre de la dalle G1 : $G1=25 \times 0,15= 3,75 \text{ KN/m}^2$
- Poids propre de l'ascenseur G2 : $G2 = \frac{fc}{S} = \frac{50}{1,1 \times 1,2} = 37,87 \text{ KN/m}^2$

$$G_{tot} = G1+G2 =41,62 \text{ KN/m}^2$$

*Combinaisons de charges :

- ELU : $q_u = 1,35G_{tot} = 56,18 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $q_s = G_{tot} = 41,62 \text{ KN/m}^2$

*Calcul des moments a l'ELU :

On a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,92 > 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 0,92 \rightarrow U_x = 0,0437 \quad M_{ox} = U_x \times q_u \times l_x^2 = 2,97 \text{ KN.m}$$

$$U_y = 0,8251 \quad M_{oy} = U_y \times M_{ox} = 2,45 \text{ KN.m}$$

*Calcul des moments corrigées réel :

En travée :

Sens x-x : $M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 2,23 \text{ KN.m}$

Sens y-y : $M_{ty} = 0,75 \times M_{oy} = 1,84 \text{ KN.m}$

En appuis :

Sens x-x : $M_{ax} = -0,5 \times M_{ox} = 1,49 \text{ KN.m}$

Sens y-y : $M_{ay} = -0,5 \times M_{oy} = 1,23 \text{ KN.m}$

Ferraillage :

On fera un calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur a la flexion simple, avec $d=13\text{cm}$.

Tableau III.30. Résultats obtenus pour le ferraillage de la dalle d'ascenseur

Position	Sens	Mu(KN.m)	Ubu	α	Z(m)	Acal(cm2)	Amin(cm2)	Aadopté
Travée	x-x	2,23	0,009	0,011	0,129	0,49	1,20	4HA8=2,01
	y-y	1,84	0,0076	0,0095	0,129	0,40	1,20	4HA8=2,01
Appuis	x-x	1,49	0,006	0,0075	0,129	0,33	1,20	4HA8=2,01
	y-y	1,23	0,005	0,0063	0,129	0,27	1,20	4HA8=2,01

➤ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{3} = 20,59 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1+\rho} = 21,16 \text{ kn}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \tau_u$$

$$(21,16 \times 10^{-3}) / (1 \times 0,13) \leq 0,05 f_{c28}$$

0,162 MPa ≤ 1,25 MPa.....condition vérifiée

Vérification a l'ELS :

$$q_{ser} = G_{tot} \rightarrow q_{ser} = 41,62 \text{ KN/m}^2$$

$$v = 0,2 \rightarrow \rho = 0,92 \quad U_x = 0,0509 \quad M_{ox} = U_x \times q_{ser} \times l_x^2 = 2,56 \text{ KN.m}$$

$$U_y = 0,8799 \quad M_{oy} = U_y \times M_{ox} = 2,25 \text{ KN.m}$$

En travée :

$$M_{tx} = 1,92 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 1,68 \text{ KN.m}$$

En appuis :

$$M_{ax} = -1,28 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -1,12 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Vérification des états limite de compression de béton :

$$\text{On vérifié :} \quad \sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}$$

$$\text{Telle-que :} \quad \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	Sens	Ms(kn.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ _{bc}	σ _{st} ≤ σ _{st}	obs
Travée	x-x	1,92	2,51	3844,81	1,25 < 15	78,57 < 201,63	Vérifiée
	y-y	1,68	2,51	3844,81	1,09 < 15	68,75 < 201,63	Vérifiée
Appui	x-x	-1,28	2,51	3844,81	0,84 < 15	52,38 < 201,63	Vérifiée
	y-y	-1,12	2,51	3844,81	0,73 < 15	45,84 < 201,63	vérifiée

Calcul d'espacement :

$$\text{Sens x-x :} \quad S_t \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \rightarrow \text{soit } S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{Sens y-y :} \quad S_t \leq \min(4e ; 33\text{cm}) \rightarrow \text{soit } S_t = 25\text{cm}$$

Vérification de la flèche :

$$e \geq \max \left(\frac{3}{80} ; \left(\frac{M_t}{20M_o} \right) l_x \right) \rightarrow e = 15\text{cm} > 4,12\text{cm}$$

.....condition vérifiée

$$A_t \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2 < 6,5 \text{ cm}^2 \text{condition vérifiée}$$

D'où : la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage :

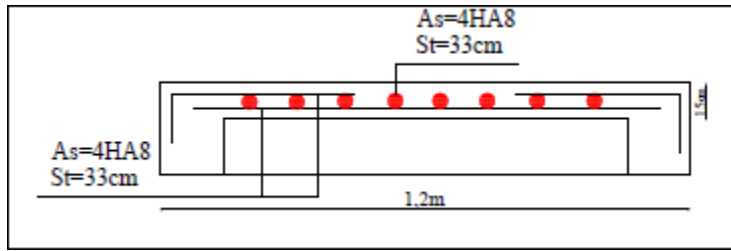


Figure III.13. Schéma de ferrailage de la dalle pleine local machinerie

III.6 Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme une console encastree à sa base, soumise à son poids propre (G) et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante et à une force sismique (Fp), son calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1ml.

III.6.1 Evaluation des charges et surcharges

On a : la surface : $S=0,0685 \text{ m}^2$

Poids propre : $G_t= 2,265 \text{ KN/ml}$

La charge d'exploitation $Q= 1 \text{ KN/ml}$

La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés. [Tab (4.1) du RPA99]

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 [Tab (6.1) du RPA99].

Wp : poids de l'élément considéré.

Dans notre cas : Le Groupe d'usage 2 et Zone IIa (Bejaia).

$$A=0.15 \quad C_p =0.8 \quad W_p=2,265 \text{ KN/ml}$$

$$F_p=4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,265$$

$$F_p=1,09 \text{ KN}$$

III.6.2 Calcul des sollicitations

*Calcul du centre de gravité de la section G :

$$XG = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = \frac{(60 \times 10) \times 5 + 70 \times 15 + 30 \times 0,5 \times 13,33}{60 \times 10 + 10 \times 7 + 30 \times 0,5} = 6,2 \text{ cm}$$

$$YG = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = \frac{(60 \times 10) \times 30 + 10 \times 7 \times 53,5 + 30 \times 0,5 \times 58}{60 \times 10 + 10 \times 7 + 30 \times 0,5} = 33,01 \text{ cm}$$

Tableau III.32. Les moments engendrés par les efforts normaux.

Ng(kn)	Nq(kn)	NF(kn)	Mg(kn.m)	Mq=Q×h(kn)	MF=Fp×YG(kn)
2,265	0	0	0	0,6	0,359

Combinassions d'action :

Tableau III.33. Les diffèrent combinaisons a utilisé.

Combinaison	ELUA	ELU	ELS
Sollicitations	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q

N(KN)	2,265	3,06	2,265
M(KN.m)	0,959	0,9	0,6

III.6.3 Ferrailage à la flexion composée

- **Calcul de l'excentricité :**

- $e_0 = \frac{M_u}{N_u} = 0,29\text{m}$
- $\frac{h}{6} = 0,1\text{ m}$

$e_0 \geq h/6 \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple. Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de Stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale du calcul :

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

avec : e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2\text{cm}; h/250) = 2\text{cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{104 \times h} \times (2 + \alpha\phi) \dots \dots \dots \text{(Art A.4.3.5)}$$

ϕ : le rapport de déformation du au fluage a la déformation instantanée sous les charges considérées.

α : rapport du moment du premier ordre dû au charge permanentes et quasi permanente au moment total du premier ordre.

l_f : la longueur de flambement.

$$\alpha = \frac{M_g}{M_g + M_q} = 0 \dots \dots \dots \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

$$l_f = 2 \times h = 1,2\text{m} \rightarrow e_2 = 0,00864\text{m d'où : } e = 0,319\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3,06\text{KN} ; M_u = N_u \times e ; M_u = 3,06 \times 0,319 ; M_u = 0,98\text{ KN.m}$$

Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage se fait à la flexion simple sous l'effort d'un moment fictif :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 1,057\text{KN.m}$$

$$U_{bu} = 0,0132 < U_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 0,0167 ; Z = 0,0745 ; A' = 0 ; A = 0,408\text{ cm}^2$$

On revient à la flexion compose

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,399\text{ cm}^2.$$

III.6.4 Vérification à l'ELU

La condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times f_t / f_c = 0,905\text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,905\text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s \rightarrow$ On adopte : $A_s = 4HA8 = 2,01\text{ cm}^2$

- **Vérification au cisaillement**

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

$$V_u = F_p + Q$$

$$V_u = 1,09 + 1 = 2,09\text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \min(0,1 f_c / 28 ; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b}{d} = 0,0279\text{ MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

• **Espacement**

Armatures principale : $St \leq \frac{100}{3} = 33,3\text{cm} \rightarrow$ on opte $St=30\text{cm}$.

Armatures secondaire : $St \leq \frac{70}{3} = 23,33\text{cm} \rightarrow$ on opte $St=20\text{cm}$.

III.6.5 Vérification a l'ELS :

On a : $d=0,1-0,025=0,075\text{ m}$; $N_{ser}= 2.265\text{KN}$; $M_{ser}=Q \times h=0,6\text{KN.m}$; $\eta=1.6$ pour les HA.

• **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{U_t} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser}}{U_t} \times (d - Y_{ser}) = 201,63\text{MPa}$$

• **Position de l'axe neutre**

$Y_{ser} = Y_c + c$; tel-que : $C = d - e_1$

Avec :

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section

$$e_1 = \frac{M_s}{N_s} + (d - \frac{h}{2}) \rightarrow e_1 = (\frac{0,6}{2,265}) + (0,075 - \frac{0,1}{2}) \rightarrow e_1 = 0,29\text{m}$$

$e_1 > d \rightarrow d'$ où "c" à l'extérieur de la section $\rightarrow c = 0,075 - 0,29 = -0,215\text{m}$

$$Y_{c3} + p \times Y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b \quad p = -0,133\text{m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times (d - c)^2 / b \quad q = -0,0184\text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne :

$$-c \leq Y_c \leq h - c \rightarrow -0,215 < Y_c < 0,315$$

$$Y_{c1} = \arccos(\phi/3) = 0,234 ; \text{ Avec : } a = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 0,422$$

$$Y_{c2} = \arccos(\phi/3 + 120) = -0,421 \phi = \cos(\frac{3q}{2p} + \sqrt{\frac{-3}{p}}) = 186,86$$

$$Y_{c3} = \arccos(\phi/3 + 240) = 0,187$$

Donc : $Y_c = 0,234$ et $Y_{ser} = 0,019\text{m}$

D'où :

$$\sigma_{bc} = 0,252\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 11,19\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201,63\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Schémas de ferrailage de l'acrotère :

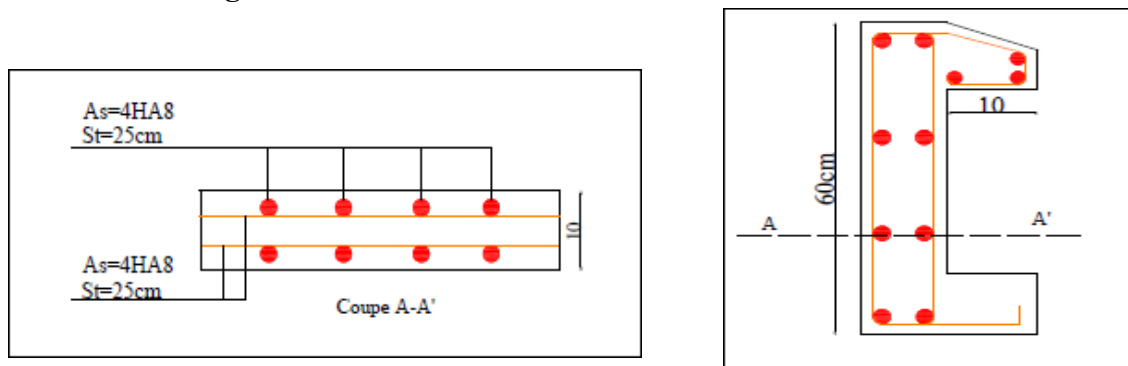


Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Conclusion :

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Les éléments (poutrelle, escalier, acrotère, ascenseur, poutre palière, poutre chainage) ont été étudiées et ferrillées. En respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

CHAPITRE IV

IV.1. Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

IV.2. Méthodes de calcul de la force sismique :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- * La méthode statique équivalente.
- * La méthode d'analyse modale spectrale.
- * La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Dans notre cas, La structure modélisée de hauteur $ht = 34,17m$ et des longueurs $Lx = 23,10m$, $Ly = 9m$ se situe en zone IIa, et appartient au groupe d'usage 2 alors les conditions d'application de la méthode statique ne sont pas réunies, Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel **ETABS 2016**.

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réelles dynamique qui se développent dans la construction par un système de force statique fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour l'application de cette méthode on doit vérifier un certain nombre de condition suivant le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003) (régularité en plan, régularité en élévation, etc....).

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode modale spectrale est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures. Dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismique représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être combinés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse total de la structures.

IV.3. Calcule de la force sismique :

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

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \times W \dots\dots \text{RPA99/2003 (Art 4.2.3)}$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélérationRPA99 (Tableau 4.1)
- D : Facteur d'amplification dynamique moyenRPA99 (Tableau 4.2)
- R : coefficient de comportement global de la structure.....RPA99 (Tableau 4.3)
- Q : Facteur de qualité..... RPA99 (Tableau 4.4)
- W : Poids total de la structure.... RPA99 (Tableau 4.4)
- η : Facteur de correction d'amortissement
- T : Période propre

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- **Coefficient d'accélération**

Groupe d'usage : groupe 2.

Zone sismique : zone IIa → **A=0,15**

- **Coefficient de comportement global**

Pour un contreventement mixte voiles/portiques avec justification de l'interaction **R=5**.

➤ **Période fondamentale de la structure**

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques), donc :

Tel-que :

$$T = c_T \times (h_n)^{\frac{3}{4}}$$

$c_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

$H = 34,17$ m : Hauteur total du bâtiment.

$$T = 0,09 \frac{h_n}{\sqrt{L}}$$

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul $\begin{cases} L_x = 23,10 \text{ m} \\ L_y = 9 \text{ m} \end{cases}$

$$\text{On aura : } \begin{cases} T_x = \min(0,71 ; 0,639) = 0,639 \text{ s} \\ T_y = \min(0,71 ; 1,025) = 0,71 \text{ s} \end{cases}$$

Donc les périodes statiques majorées de 30% sont :

$$T_{\text{numérique}} \leq 1,3 \times T_{\text{empirique}}$$

$$\begin{cases} 0,78 < 1,3 \times 0,639 = 0,831 \text{ s} \\ 0,643 < 1,3 \times 0,71 = 0,923 \text{ s} \end{cases}$$

Donc cette condition est vérifiée.

➤ **Facteur d'amplification dynamique**

Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

Avec : T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site, site d'après le rapport de sol le sol est classé S2

D'où : $T_1 = 0,15 \text{ s}, T_2 = 0,4 \text{ s}$ **RPA99/2003 (Tableau 4.7)**

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages, contreventement par voiles $\xi = 10\%$ et portique $\xi = 7\%$ nous prendrons donc :

$\xi = 7\%$

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

Ce qui donne pour les deux sens : $\begin{cases} D_x = 1,35 \\ D_y = 1,25 \end{cases}$

➤ **Facteur de qualité**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$

RPA99/2003 (Formule (4-4))

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1 Valeurs des pénalités

N°	Critère (Q)	XX		YY	
		Observation	Pq	Observation	Pq
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle d'exécution	Oui	0	Oui	0
Q		Q_x=1,2		Q_y=1,2	

➤ **Poids total de la structure**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W = \sum_{i=1}^n W_i$

Tel-que :

$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ **RPA99/2003 (formule 4.5)**

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération (**RPA tableau 4.5**)

$\beta = 0,2$ (habitation)

Dans notre cas on a : **W= 18645,45KN**

La force sismique statique à la base de la structure est : $\begin{cases} V_x^{st} = 906,16 \text{ KN} \\ V_y^{st} = 839,04 \text{ KN} \end{cases}$

IV.4. Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Le spectre règlementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

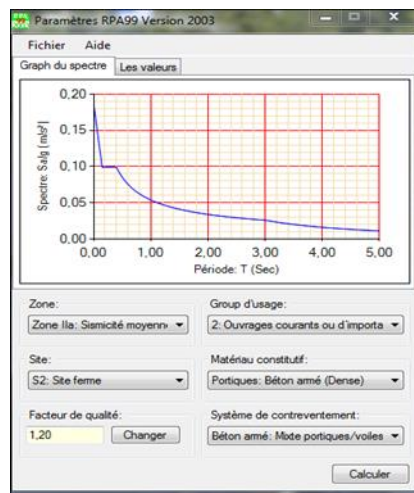


Figure IV.1 Spectre de réponse pour les deux sens X et Y

IV.5. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est l'**ETABS version 2016** la figure ci-dessus représente la vue en 3D du bâtiment utilisé dans les calculs

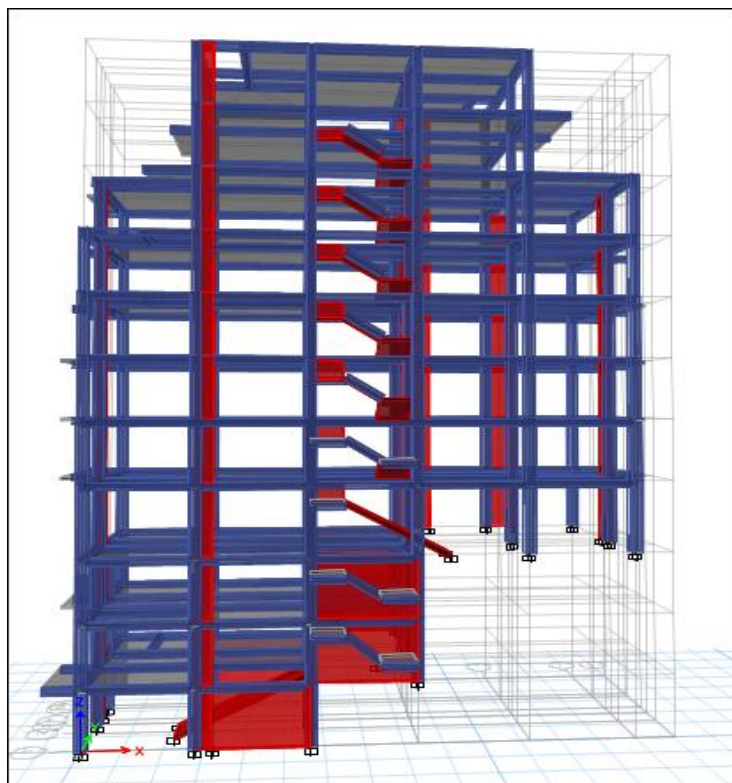


Figure IV.2 Vue en 3D du modèle obtenu par logiciel Etabs V16.

IV.5.1. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux on a retenu la disposition représentée ci-dessous

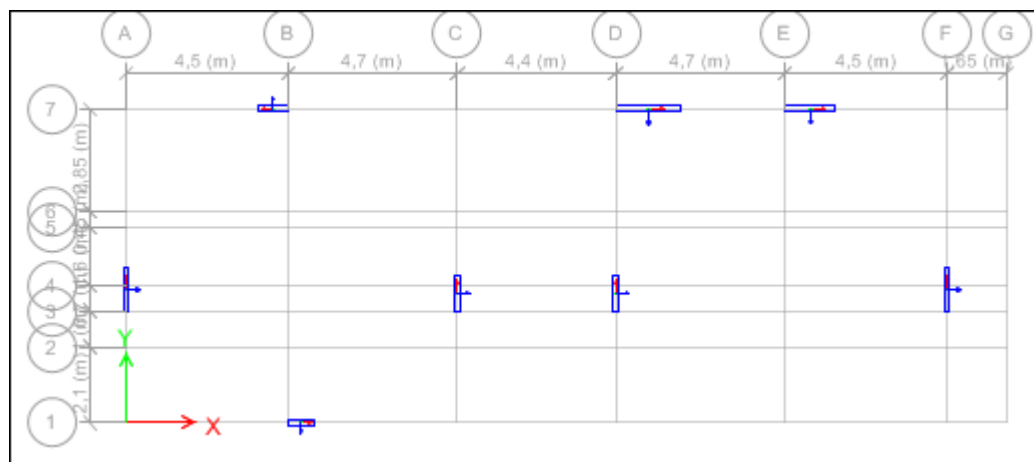


Figure IV.3 Vue en plan de la disposition des voiles

IV.5.2. Périodes de vibration et taux de participations massiques

Le coefficient de participation massique correspond au $i^{ème}$ mode de vibration, représente le pourcentage d'énergie sismique absorbé à ce mode par le bâtiment. La somme de ces coefficients représente la quantité d'énergie totale absorbée par le bâtiment.

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.2 Périodes et participations massiques

Case	Mode	Période(s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
Modal	1	0,78	0,0008	0,5791	0,0008	0,5791
Modal	2	0,643	0,5682	0,0006	0,569	0,5797
Modal	3	0,594	0,000005215	0,0002	0,5691	0,5799
Modal	4	0,268	0,0001	0,1133	0,5692	0,6932
Modal	5	0,235	0,063	0,00001603	0,6322	0,6932
Modal	6	0,218	0,0255	0,00004517	0,6576	0,6933
Modal	7	0,152	0,0119	0,0317	0,6695	0,7249
Modal	8	0,148	0,007	0,0276	0,6766	0,7525
Modal	9	0,12	0,0289	0,0002	0,7054	0,7527
Modal	10	0,099	0,0133	0,0444	0,7188	0,7971
Modal	11	0,088	0,0079	0,0157	0,7267	0,8128
Modal	12	0,074	0,0001	0,0266	0,7268	0,8394
Modal	13	0,067	0,0272	0,0103	0,7539	0,8496
Modal	14	0,062	0,0009	0,0168	0,7548	0,8665
Modal	15	0,055	0,0031	0,0008	0,7579	0,8673
Modal	16	0,049	0,0108	0,0086	0,7687	0,8758
Modal	17	0,043	0,0115	0,0011	0,7802	0,8769
Modal	18	0,042	0,0021	0,0053	0,7823	0,8822
Modal	19	0,038	0,1291	0,0209	0,9114	0,9031
Modal	20	0,035	0,0288	0,0026	0,9402	0,9057

Commentaire :

D’après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que le taux de participation massique modale atteint les 90% à partir du 19ème mode selon les deux sens (x et y).

***Les modes de vibrations**

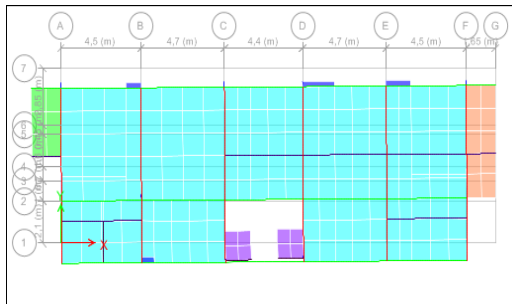


Figure IV.4 Translation selon Y

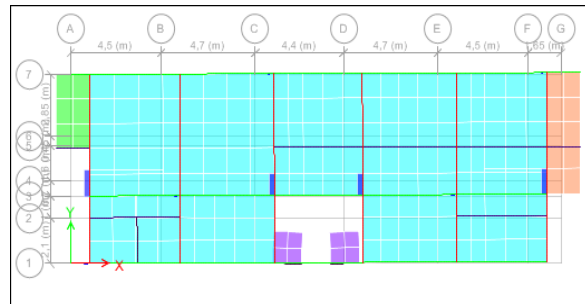


Figure IV.5 Translation selon X

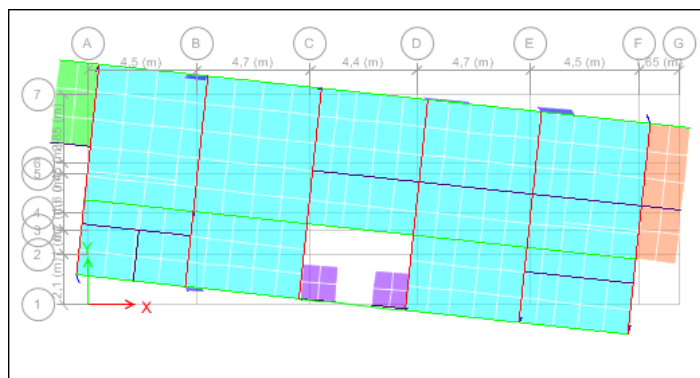


Figure IV.6 Rotation selon Z

IV.5.3. Les vérifications exigées par le RPA 99/2003

IV.5.3.1 Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l’Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales doit être supérieur à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.3 : vérification de la résultante des forces

	V_{st}	$0,8 \times V_{st}$	V_{dyn}	Observation
Sens xx	906,16	724,93	874,61	Vérifiée
Sens yy	839,04	671,23	732,32	Vérifiée

IV.5.3.2 Justification de l’interaction voiles-portiques

a) Sous charges verticales :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques).}$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\% \text{ (Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles).}$$

b) Sous charges horizontal :

$$\frac{\Sigma F_{\text{portiques}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques).}$$

$$\frac{\Sigma F_{\text{voiles}}}{\Sigma F_{\text{portiques}} + \Sigma F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ (Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles).}$$

Tableau IV.4 Vérification de l'interaction verticale Au tous les niveaux

Niveaux	Charges reprises en kn		Pourcentages repris(%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	11002,09	2588,90	80,95	19,05	Vérifiée
1èr	9729,3032	1873,1314	83,85	16,14	Vérifiée
2^{ème}	7844,3597	1561,3066	83,40	16,6	Vérifiée
3^{ème}	6214,4459	1292,7755	82,77	17,22	Vérifiée
4^{ème}	4469,7465	1006,4614	81,62	18,38	Vérifiée
5^{ème}	3047,5512	747,0558	80,31	19,68	Vérifiée
6^{ème}	1730,9689	343,4292	83,44	16,55	Vérifiée
7^{ème}	729,3703	189,8673	79,34	20,65	Vérifiée

Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction horizontale sens X-X.

Niveaux	Charges reprises en kn		Pourcentages repris(%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	869,49	988,81	46,79	53,21	Vérifiée
1èr	241,52	319,06	43,08	56,92	Vérifiée
2^{ème}	94,11	163,55	36,52	63,47	Vérifiée
3^{ème}	84,63	72,5	53,86	46,14	Vérifiée
4^{ème}	105	91,22	53,51	46,49	Vérifiée
5^{ème}	93,29	112,18	45,40	54,59	Vérifiée
6^{ème}	72	79,96	47,38	52,62	Vérifiée
7^{ème}	54,14	64,87	45,49	54,51	Vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction horizontale sens Y-Y.

Niveaux	Charges reprises en kn		Pourcentages repris(%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
RDC	1371,47	1761,84	43,77	56,23	vérifiée
1èr	634,03	542	53,91	46,09	vérifiée

2 ^{ème}	423,26	362,94	53,84	46,16	vérifiée
3 ^{ème}	288,37	213,47	57,46	42,54	vérifiée
4 ^{ème}	206,38	192,89	51,68	48,31	vérifiée
5 ^{ème}	146,66	146,31	50,06	49,94	vérifiée
6 ^{ème}	90,32	109,27	45,25	54,75	vérifiée
7 ^{ème}	69,06	84,19	45,06	54,94	vérifiée

IV.5.3.3. Vérification de l’effort normal réduit

La vérification à l’effort normal réduit est exigée pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensembles dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times F_{c28}} \leq 0,3 \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.3.1)}$$

Tel-que : N_d : l’effort normal maximal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci après :

Tableau IV.7 Vérification de l'effort normal réduit :

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N(kn)	V	Observation
	b (cm)	h (cm)	B _c (cm ²)			
E/sol 3	45	50	2250	1302,68	0,23	Vérifiée
E/sol 2	45	50	2250	1202,62	0,21	Vérifiée
E/sol 1	45	50	2250	1111,34	0,198	Vérifiée
RDC	45	50	2250	1039,91	0,185	Vérifiée
Etage 1	45	50	2250	886,13	0,158	Vérifiée
Etage 2	40	45	1800	733,46	0,163	Vérifiée
Etage 3	40	45	1800	588,76	0,131	Vérifiée
Etage 4	35	40	1400	444,76	0,127	Vérifiée
Etage 5	35	40	1400	311,89	0,089	Vérifiée
Etage 6	30	35	1050	170,44	0,065	Vérifiée
Etage 7	30	35	1050	57,05	0,022	Vérifiée

IV.5.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements

Selon le **RPA99/2003 Art 5.10**, les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% 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: $\delta k = R * \delta e k$ et $\Delta k < 1\% * h e$

Tel-que :

δk : Déplacement horizontale à chaque niveau « k »

δek : Déplacement élastique du niveau « k »

R : Coefficient de comportement dynamique (R=5).

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens x :

Niveaux	he(cm)	δek (cm)	δk (cm)	$\delta k-1$ (cm)	Δk (cm)	$\Delta k/h$ (%)	Observation
E/sol 3	306	0,001	0,005	0	0,005	0,001	vérifiée
E/sol 2	306	0,004	0,02	0,005	0,015	0,004	vérifiée
E/ sol 1	306	0,009	0,045	0,02	0,025	0,008	vérifiée
RDC	357	0,096	0,48	0,045	0,435	0,121	vérifiée
1 ^{er}	306	0,243	1,215	0,48	0,735	0,24	vérifiée
2 ^{ème}	306	0,412	2,06	1,215	0,845	0,276	vérifiée
3 ^{ème}	306	0,578	2,89	2,06	0,83	0,271	vérifiée
4 ^{ème}	306	0,733	3,665	2,89	0,775	0,253	vérifiée
5 ^{ème}	306	0,867	4,335	3,665	0,67	0,218	vérifiée
6 ^{ème}	306	0,989	4,945	4,335	0,61	0,199	vérifiée
7 ^{ème}	306	1,103	5,515	4,945	0,57	0,186	vérifiée

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens y :

Niveaux	he(cm)	δek (cm)	δk (cm)	$\delta k-1$ (cm)	Δk (cm)	$\Delta k/h$ (%)	Observation
E/sol 3	306	0,002	0,01	0	0,01	0,003	vérifiée
E/sol 2	306	0,014	0,07	0,01	0,06	0,002	vérifiée
E/ sol 1	306	0,042	0,21	0,07	0,14	0,045	vérifiée
RDC	357	0,154	0,77	0,21	0,56	0,156	vérifiée
1 ^{er}	306	0,34	1,7	0,77	0,93	0,303	vérifiée
2 ^{ème}	306	0,587	2,935	1,7	1,235	0,403	vérifiée
3 ^{ème}	306	0,757	3,785	2,935	0,85	0,277	vérifiée
4 ^{ème}	306	0,949	4,745	3,785	0,96	0,313	vérifiée
5 ^{ème}	306	1,133	5,665	4,745	0,92	0,301	vérifiée
6 ^{ème}	306	1,299	6,495	5,665	0,83	0,271	vérifiée
7 ^{ème}	306	1,452	7,26	6,495	0,765	0,25	vérifiée

IV.5.3.5. Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ

L’effet **P-Δ** (effet de second ordre) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaisante à tous les niveaux :

$$\theta k = P_k \times \frac{\Delta k}{V_k \times h_e} \leq 0,1 \dots \dots \dots \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

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

P_k= Σ(WG_i+β×WQ_i).....RPA99/2003(Article 5.9)

V_k= ΣF_i : Effort tranchant d’étage au niveau « k ».

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

h_e: Hauteur de l’étage « k ».

Remarque :

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 calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10 : Vérification a l'effet P- Δ :

Niveaux	he(m)	P_k (kn)	Sens xx			Sens yy		
			Δk (m)	V_k (kn)	θ_k	Δk (m)	V_k (kn)	θ_k
E/sol3	3,06	9772,75	0,00005	116,51	0,001	0,0001	76,75	0,004
E/sol2	3,06	12816,21	0,00015	201,24	0,003	0,0006	397,85	0,006
E/sol1	3,06	11195,78	0,00025	49,77	0,018	0,0014	380,75	0,013
RDC	3,57	14179,35	0,0043	774,9	0,022	0,0056	707,99	0,031
1 ^{er}	3,06	12022,66	0,0073	750,3	0,038	0,0093	676,36	0,054
2 ^{ème}	3,06	9978,77	0,0084	697,18	0,039	0,0123	622,16	0,064
3 ^{ème}	3,06	7992,86	0,0083	618,04	0,035	0,0085	547,48	0,041
4 ^{ème}	3,06	6020,14	0,0077	514,13	0,029	0,0096	458,84	0,041
5 ^{ème}	3,06	4161,28	0,0067	387,55	0,024	0,0092	361,49	0,035
6 ^{ème}	3,06	2340,24	0,0061	248,06	0,019	0,0083	242,93	0,026
7 ^{ème}	3,06	1120,80	0,0057	135,09	0,015	0,0076	139,57	0,019

Conclusion :

Lors de la modélisation de ce bâtiment nous avons rencontré des difficultés dans la disposition des voiles qui sont dues à :

- L'irrégularité en plan.
- L'irrégularité en élévation.
- La présence de plusieurs ouvertures.

Ce qui nous a mené a augmenté les sections des poteaux et on a les nouvelles sections suivantes :

- E/sol 3+E/sol 2+E/sol 1+RDC+ 1^{ère} : (b×h) = (45×50) cm²
- 2^{ème} + 3^{ème} : (b×h) = (40×45) cm²
- 4^{ème} +5^{ème} : (b×h) = (35×40) cm²
- 6^{ème} +7^{ème} : (b×h) = (30×35) cm²

CHAPITRE V

V. Introduction :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armé et bien disposé pour qu'ils puissent reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

Selon la combinaison des sollicitations les plus défavorables suivant les exigences du CBA et les recommandations de RPA99/2003.

- 1.35 G + 1.5 Q
- G + Q
- G + Q ± E
- 0.8G ± E

Le ferrailage adopté sera le maximum obtenu avec ces sollicitations :

N^{\max} $M^{\text{correspondant}}$
 M^{\max} $N^{\text{correspondant}}$
 N^{\min} $M^{\text{correspondant}}$

V.1.1 Recommandations du RPA99/Version 2003

1) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton en zone de moyenne sismicité.
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{min} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- L'espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales. La zone nodale (figure V.1) est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$$

b_1 et h_1 : la section du poteau considéré.

h_e : Hauteur d'étage.

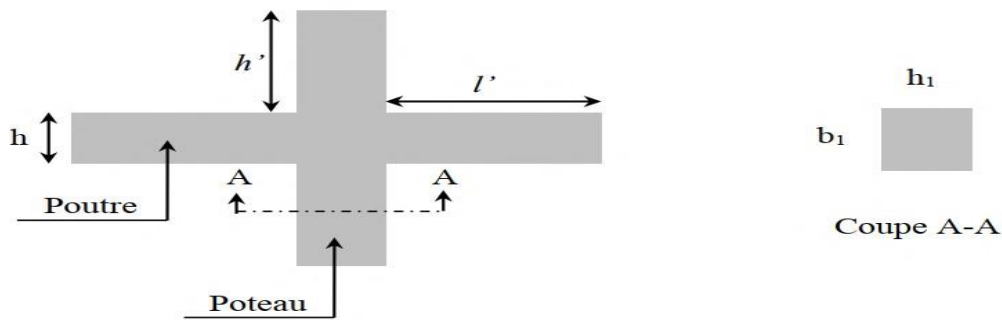


Figure V.1 : Zone nodale.

Tableau V.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
E/sol3,E/sol2,E/sol1,RDC,1 ^{ère}	45×50	18	90	135
2 ^{ème} +3 ^{ème} étages	40×45	14,4	72	108
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	35×40	11,2	56	84
6 ^{ème} +7 ^{ème} étages	30×35	8,4	42	63

2) Armatures transversales :

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

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \times Vu}{h1 \times fe}$$

Avec :

Vu : L'effort tranchant de calcul (Max dans le poteau)

h1 : Hauteur totale de la section brute.

fe : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρa: Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à :

- 2,5 si λg ≥ 5
- 3,75 si λg < 5

Avec : λg=($\frac{lf}{a}$ ou $\frac{lf}{b}$) a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : l'espacement des armatures transversales (Z.IIa), il est limité a :

En zone nodale : t ≤ min(10ϕ^{min}; 15cm)

En zone courant : t ≤ 15ϕ^{min}

At^{min} = 0,3%(t×b) si λg ≥ 5

At^{min} = 0,8%(t×b) si λg ≤ 3

V.1.2 Sollicitations de calcul

Les sollicitations résultantes des combinaisons les plus défavorables sont extraites du logiciel ETABS2016 et résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.2. Sollicitations sous différentes combinaisons dans les poteaux

Niveaux	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$	$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$	V^{\max}
E/sol3,E/sol2,E/sol1,RDC,1 ^{ère}	1693,76→31,46	82,89→454,97	2,72→39,01	120,06
2 ^{ème} + 3 ^{ème} étages	1167,42→-18,59	- 74,74→583,76	0,38→24,33	121,26
4 ^{ème} + 5 ^{ème} étages	735,11→-18,28	62,63→226,05	4,87→17,71	78,38
6 ^{ème} + 7 ^{ème} étages	305,83→-17,41	57,93→99,01	3,64→-8,68	48,09

V.1.3 Calcul du ferrailage

1. Ferrailage longitudinal

Nous exposerons un exemple de calcul pour les poteaux du entre sol, et les restes des résultats de ferrailage des autres niveaux seront données dans un tableau récapitulatif.

a) Calcul sous M^{\max} et N^{corr}

Soit $M^{\max} = 82,89 \text{ kn.m}$, $N^{\text{corr}} = 454,97 \text{ kn}$

$b = 45 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$; $d = 48 \text{ cm}$

Situation accidentelle : $\gamma_b = 1.15$ et $\gamma_s = 1$

$e = M/N = 0,182 \text{ m} < h/2 = 0,25 \text{ m}$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$Nu(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu}$$

On a :

$$M_{ua} = M_{UG} + Nu(d - h/2)$$

$$M_{ua} = 0,187 \text{ MN.m}$$

$$Nu(d - d') - M_{ua} = 0,022 \text{ MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu} = 0,633 \text{ MN.m}$$

Donc : $0,022 < 0,633 \rightarrow$ Section partiellement comprimé.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,097 ; \alpha = 0,127 ; z = 0,455$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{Nu}{f_{st}} = -1,09 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc $A = 0$ nécessité pas d'armatures, le béton seul suffit.

$$A_{\min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / 400$$

$$A_{\min} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Rpa}} = 18 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous N^{\max} et M^{corr}

$$N^{\max} = 1693,76 \text{ kn}, M^{\text{corr}} = 31,46 \text{ kn.m}$$

$$e=M/N=0,018\text{m} < h/2=0,25\text{m}$$

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$Nu(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu}$$

On a :

$$M_{ua} = M_{UG} + Nu(d-h/2)$$

$$M_{ua} = 0,421\text{MN.m}$$

$$Nu(d - d') - M_{ua} = 0,358\text{MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu} = 0,487\text{MN.m}$$

Donc : $0,358 < 0,487 \rightarrow$ Section partiellement comprimé.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,286 ; \alpha = 0,432 ; z = 0,397$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{Nu}{f_{st}} = -18,19\text{ cm}^2$$

Donc $A = 0$ nécessité pas d'armatures, le béton seul suffit.

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / 400$$

$$A_{min} = 2,61\text{ cm}^2$$

$$A_{rpa} = 18\text{cm}^2$$

c) Calcul sous N^{\min} et M^{corr}

$$\text{On a } N^{\min} = 2,72\text{ kn} ; M^{\text{corr}} = 39,01\text{ kn.m}$$

$$e=M/N=14,34\text{m} > h/2=0,25\text{m}$$

N est un effort de compression et centre de pression se trouve en dehors de la section des armatures donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$Nu(d - d') - M_{ua} \leq (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu}$$

On a :

$$M_{ua} = M_{UG} + Nu(d-h/2)$$

$$M_{ua} = 0,039\text{MN.m}$$

$$Nu(d - d') - M_{ua} = -0,037\text{MN.m}$$

$$(0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu} = 0,633\text{MN.m}$$

Donc : $0,037 < 0,633 \rightarrow$ Section partiellement comprimé.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0,020 ; \alpha = 0,025 ; z = 0,47$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} - \frac{Nu}{f_{st}} = 2\text{ cm}^2$$

Le tableau qui suit résume le calcul du ferrailage du reste des poteaux de chaque étage :

TableauV.3. Ferrailage des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Acal (cm ²)	Arpa (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	Armature
E/sol3+E/sol2+ E/sol1+RDC+1 ^{ère}	45×50	-1,09	18	20,36	4HA16+8HA14
2 ^{ème} +3 ^{ème} étages	40×45	-8,10	14,4	16,84	8HA14+4HA12
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	35×40	1,61	11,2	13,57	12HA12
6 ^{ème} +7 ^{ème} étages	30×35	4,10	8,4	9,05	8HA12

2.Ferrailage transversal

Pour le ferrailage transversal on va présenter un exemple de calcul pour l'Entre sol 3 (45×50)
Et le reste sera récapitulé dans un tableau.

$$b=45\text{cm} ; h=50\text{cm} ; h_e=3,06 ; V=120,06\text{kn} ; \varnothing_{l\text{min}}=16\text{mm}$$

$$l_f=0,7l_0 \quad \text{avec } l_0 : \text{hauteur libre d'étage}$$

$$\text{d'où } l_f=2,142 \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} = 4,28$$

$$\rho < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

$$S_t \begin{cases} \text{zone courante} \rightarrow 15\text{cm} \\ \text{zone nodale} \rightarrow 10\text{cm} \end{cases}$$

$$A_t \begin{cases} \text{zone courante} \rightarrow 4,13\text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} \rightarrow 2,75\text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{t\text{min}} \begin{cases} \text{zone courante} \rightarrow 3,37\text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} \rightarrow 2,25\text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Choix des armatures : } \begin{cases} \text{zone courante} \rightarrow 6\text{HA}10 = 4,71\text{ cm}^2 \\ \text{zone nodale} \rightarrow 6\text{HA}10 = 4,71\text{ cm}^2 \end{cases}$$

TableauV.4. Ferrailage transversale des poteaux

Niveau	E/sol3+E/sol2+ E/sol3	RDC	1 ^{ère} étage	2 ^{ème} +3 ^{ème} étages	4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	6 ^{ème} +7 ^{ème} étages
Section	45×50	45×50	45×50	40×45	35×40	30×35
$\varnothing_{l\text{max}}$ (cm)	1,6	1,6	1,6	1,4	1,2	1,2
$\varnothing_{l\text{min}}$ (cm)	1,4	1,4	1,4	1,2	1,2	
l _f (cm)	214,2	249,9	214,2	214,2	214,2	214,2
λ _g	4,28	4,99	4,28	4,76	5,35	6,12
V(kn)	120,06	120,06	120,06	121,26	78,38	48,09
t _{zn} (cm)	10	10	10	10	10	10
t _{zc} (cm)	15	15	15	15	15	15
P	3,75	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
A _t (cm ²)	3,37	3,37	3,37	3,78	1,83	1,28
A _{min} ^t (cm ²) ZN	2,75	2,75	2,75	2,45	2,8	2,4
A _{min} ^t (cm ²) ZC	4,13	4,13	4,13	3,67	4,2	3,6
A _{t adop} (cm ²)	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71	4,71
N de barre	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10

3. Vérification nécessaires

a)- Vérification des armatures transversales

D’après le code de béton armé (CBA93.ArtA7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suite :

$$\varnothing t \geq \frac{\varnothing l^{max}}{3} = 5,33\text{mm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

b)- Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le CBA93(Art B.8.2.1) exige de les justifier vis-à-vis l’état limite ultime de stabilité de forme. la relation à vérifier est la suivante :

$$B_r \geq B_r^{cal} = \frac{Nu}{\alpha} \times \frac{1}{\left(\frac{f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right)}$$

Avec : Br=(b-2)×(h-2) : Section réduite du poteau.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la manière que l’exemple de calcul que nous avons exposé au Chapitre 2 Les résultats est récapitulé dans le tableau suivant Tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	Section (cm²)	lf(m)	i(m)	λ	α	As (cm²)	Br (cm²)	Nu* ≥ Nu ^{max}		Obs
								Nu*	Nu ^{max}	
E/sol3+E/sol2+E/sol3	45×50	2,142	0,144	14,87	0,82	20,36	2064	3,714	1,693	Vérifiée
RDC	45×50	2,499	0,144	17,35	0,81	20,36	2064	3,669	1,693	Vérifiée
1 ^{ère} étage	45×50	2,142	0,144	14,87	0,82	20,36	2064	3,714	1,693	Vérifiée
2 ^{ème} +3 ^{ème} étages	40×45	2,142	0,129	16,60	0,81	16,84	1634	2,925	1,167	Vérifiée
4 ^{ème} +5 ^{ème} étages	35×40	2,142	0,115	18,62	0,80	13,57	1254	2,235	0,735	Vérifiée
6 ^{ème} +7 ^{ème} étages	30×35	2,142	0,101	21,20	0,79	9,05	924	1,600	0,305	Vérifiée

D’après les résultats obtenus il ne y’a pas de risque de flambement.

c)- Vérification des contraintes de compression

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 :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N^{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yyf}} \quad \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N^{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yyf}} \quad \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \quad (\text{section homogène}).$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V\right)$$

$$V = \frac{1}{S} + \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15(A'd' + Ad) \right] \quad \text{et} \quad V^2 = h - V$$

$$I_{yyf} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V-d')^2 + 15A(d-V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

TableauV.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	E/sol3+E/sol2+ E/sol3+RCD+1 ^{ère}	2 ^{ème} +3 ^{ème} Etages	4 ^{ème} +5 ^{ème} Etages	6 ^{ème} +7 ^{ème} Etages
B(cm²)	45×50	40×45	35×40	30×35
d(cm)	48	43	38	33
A(cm²)	20,36	16,84	13,57	9,05
V(cm)	27,74	25,02	22,28	19,27
V'(cm)	22,26	19,98	17,72	15,73
I_{yyf} (m⁻⁴)	0,0061	0,0039	0,0024	0,0013
N^{ser} (kn)	1232,31	850,38	535,91	223,81
M^{ser} (kn.m)	22,79	13,53	13,28	12,67
M_G^{ser} (kn.m)	56,55	34,95	25,49	16,63
σ_{bc1} (MPa)	7,39	6,38	5,71	4,35
σ_{bc2} (MPa)	2,25	1,90	0,97	0
σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérification aux sollicitations tangentielle :

Selon le **RPA99/version 2003(Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

TableauV.7. Vérification aux sollicitations tangentes dans les poteaux :

Niveaux	B (cm ²)	lf(cm)	λg	ρ _d	d(cm)	Vu(kn)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs
E/sol3+E/sol2+ E/sol3	45×50	214,2	4,28	0,040	48	120,06	0,55	1	Vérifiée
RDC	45×50	249,9	4,99	0,040	48	120,06	0,55	1	Vérifiée
1^{ère} étage	45×50	214,2	4,28	0,040	48	120,06	0,55	1	Vérifiée
2^{ème} +3^{ème} étages	40×45	214,2	4,76	0,040	43	121,26	0,71	1	Vérifiée
4^{ème} +5^{ème} étages	35×40	214,2	5,35	0,075	38	78,38	0,59	1,875	Vérifiée
6^{ème} +7^{ème} étages	30×35	214,2	6,12	0,075	33	48,09	0,49	1,875	Vérifiée

La contrainte de cisaillement ne dépasse pas la contrainte admissible au niveau de tous les étages, alors il n'y a pas de risque de cisaillement des poteaux.

Disposition constructive des poteaux

- ❖ **Longueur des crochets :** L= 10 × Ø_l = 12cm.
- ❖ **Longueur de recouvrement**

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur de recouvrement : l_r ≥ 40 × Ø

Pour Ø= 16mm → l_r=40×1,6 =64cm → on adopte : l_r=70cm

Pour Ø= 14mm → l_r=40×1,4 =56cm → on adopte : l_r=60cm

Pour Ø= 12mm → l_r=40×1,2 =48cm → on adopte : l_r=50cm

➤ **Détermination de la zone nodale**

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le **RPA99/2003**).

Avec :

$$h' = \max(h_e/6 ; h_1 ; b_1 ; 60\text{cm})$$

$$l' = 2h$$

h_e : hauteur de chaque niveau.

○ **Entre sol 1,2 et 3 :**

$$h' = \max(51 ; 50 ; 45 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

$$l' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$$

○ **RDC :**

$$l' = 100\text{cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

○ **1^{ère} étage :**

$$l' = 100\text{cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

○ **2^{ème} et 3^{ème} étages :**

$$l' = 90\text{cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

○ **4^{ème} et 5^{ème} étages :**

$$l' = 80\text{cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

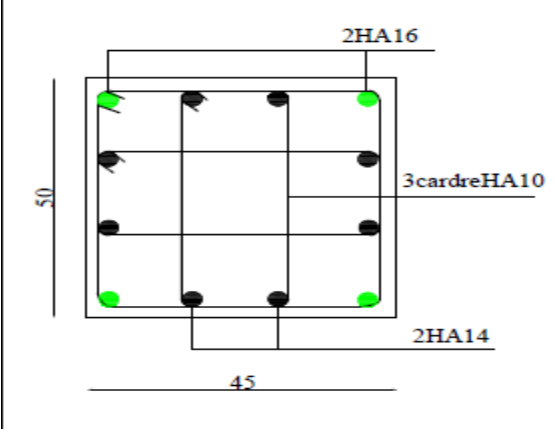
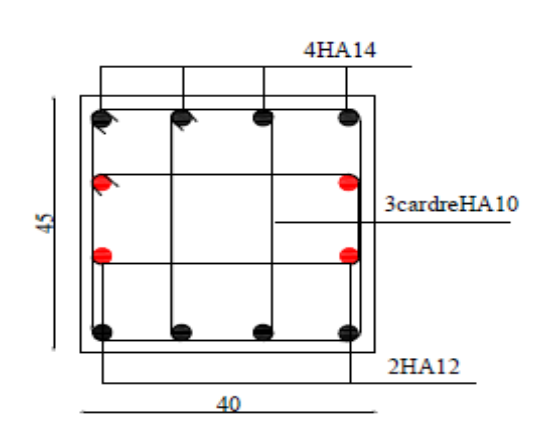
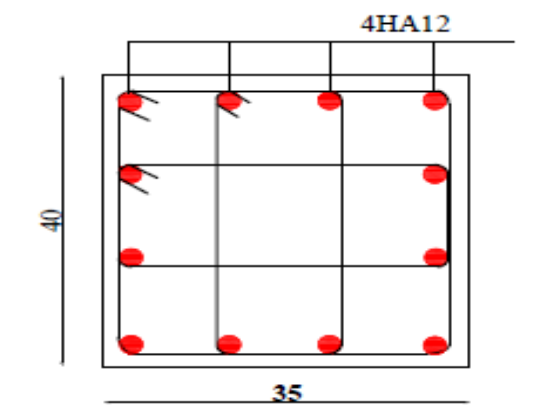
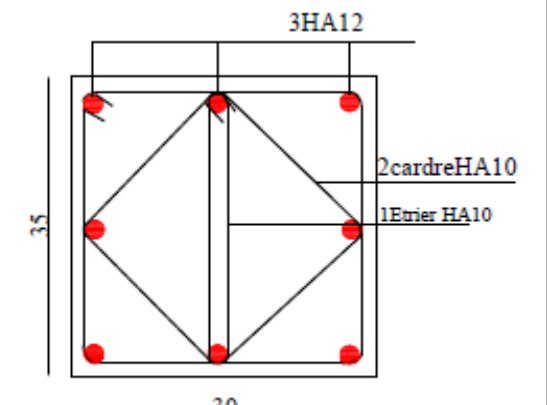
○ **6^{ème} et 7^{ème} étages :**

$$l' = 70\text{cm}$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

❖ **Schéma de ferrailage des poteaux**

Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux

E/sol 3,2,1,RDC et 1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages
	
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages
	

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont calculées en flexion simple sous l'action des combinaisons les plus défavorables (moment fléchissant et effort de cisaillement) résultants les combinaisons suivantes :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q
- G + Q ± E
- 0,8G ± E

Tableau V.9. Dimensions des poutres.

Poutre		b(cm)	h(cm)	Aire (cm ²)
Etage 1 à 7	Principale	30	40	1200
	Secondaire	30	35	1050
Entres Sols	Principale	30	35	1050
	Secondaire	30	30	900

V.2.1.Recommandations du RPA99/version 2003

a) Les armatures longitudinales

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

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6 % en zone recouvrement

-La longueur minimale de recouvrement est de : $40\emptyset$

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

b) Les armatures transversales (Art 7.5.2.2)

La quantité d'armature transversale minimale est donnée par : $A_t=0,3\%(t.b)$

Avec : l'espacement maximum t entre les armatures transversales est déterminée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right)$

En dehors de la zone nodale : $t \leq \frac{h}{2}$

Les armatures longitudinales minimales et maximales

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

TableauV.10. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA

Niveaux	Type des Poutres	Section	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
				Zone courante	Zone de recouvrement
Etage courant	Principale	30*40	6	48	72
	Secondaire	30*35	5,25	42	63
Entre sol	Principale	30*35	5,25	42	63
	Secondaire	30*30	4,5	36	54

TableauV.11. Les sollicitations les plus défavorables

Type des Poutres Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M travée	M appuis	V	M travée	M appuis	V
Etage courant	77,424	-111,1758	119,91 14	49,6986	-56,876	41,1646
Entre sol	30,6432	-38,007	52,752 9	57,3043	-28,6397	-90,9648

V.2.2 Ferrailage des poutres

1) Armatures longitudinales

Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

Exemple de calcul pour la poutre principale de l'étage courant :

$b = 30\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $f_e = 400\text{Mpa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $d = 40 - 2 = 38\text{MPa}$.

- Ferrailage en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{77,424 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,3 \times 0,38^2} = 0,126 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668 \\ \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{array} \right.$$

$\mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\text{Ce qui donne: } A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,126}] = 0,169$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,38(1 - 0,4 \times 0,169) = 0,354\text{m}$$

Calcul de f_{st} :

$$\varepsilon_{st} = 3,5/1000 [(1 - \alpha)/\alpha]$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{77,424 \times 10^{-3}}{0,354 \times 348} = 6,28 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,28\text{cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

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

$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,44\text{cm}^2 < A_t = 6,28\text{cm}^2$ Vérifiée

- Ferrailage aux appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ap}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{111,1758 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,3 \times 0,38^2} = 0,181 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$\varepsilon_{st} = 10\text{‰}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668 \\ \varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = 1,74 \times 10^{-3} \\ \mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,392 \end{array} \right.$$

$\mu_{bu} = 0,171 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée).

ce que donne $A_{app} = \frac{M_{ap}}{z \times f_{st}}$

$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,181}] = 0,251$

$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,251) = 0,342m$

$\Rightarrow A_{app} = \frac{111,1758 \times 10^{-3}}{0,342 \times 348} = 9,34cm^2$

- Vérification de la condition de non fragilité

Avec $f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 MPa$

$\Rightarrow A_t^{min} = 1,44cm^2 < A_t = 9,34 cm^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous

TableauV.12. Ferrailage des poutres principales et les poutres secondaires

Niveaux	Type des poutres	Section	Localisation	A cal (Cm ²)	A min (Cm ²)	Aadopté (cm ²)
Etage courant	Principale	30*40	Appui	9,34	6	3HA16+ 3HA14=10,65
			Travée	6,28		3HA16+ 2HA12=8,29
	Secondaire	30*35	Appui	4,60	5,25	3HA14+ 3HA12=8,01
			Travée	3,98		3HA14+ 3HA12=8,01
Entre sol	Principale	30*35	Appui	3,06	5,25	3HA14+ 3HA12=8,01
			Travée	2,76		3HA14+ 3HA12=8,01
	Secondaire	30*30	Appuis	3,08	4,5	3HA14+ 3HA12=8,01
			Travée	5,64		3HA14+ 3HA12=8,01

Longueurs de recouvrement

- $\emptyset = 16mm \rightarrow l_r = 65cm$

- $\emptyset = 14mm \rightarrow l_r = 60cm$

- $\emptyset = 12mm \rightarrow l_r = 50cm$

2) Les armatures transversales

➤ **Calcul de \emptyset_t :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$\emptyset \leq \min (\emptyset_{1\min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$

Poutre principale : $\emptyset \leq \min (12 ; 11,43; 30)$ soit $\emptyset \leq 11,43mm$

→Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 d’où $A_t=2,01 cm^2$

Poutre principale et secondaire : $\emptyset \leq \min (12 ; 10; 30)$ soit $\emptyset \leq 10mm$

→Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 d’où $A_t=2,01 cm^2$

Poutre principale : $\phi \leq \min (12 ; 8,57 ; 30)$ soit $\phi \leq 8,57$

→Donc on adopte un cadre et un étrier de HA8 d'où $A_t=2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Calcul de espacements S_t**

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min (\frac{h}{4} ; 12\phi)$

Etage courant $\begin{cases} \text{poutre principale} : \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire} : \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

Entre sol $\begin{cases} \text{poutre principale} : \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire} : \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Etage courant $\begin{cases} \text{poutre principale} : \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire} : \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

Entre sol $\begin{cases} \text{poutre principale} : \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{poutre secondaire} : \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

❖ **Vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité** :

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

TableauV.13. Vérification de la condition de non fragilité

Niveaux	Types	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adopt}}(\text{cm}^2)$	Observation
Etage courant	Principale	1,45	2,01	Vérifie
	Secondaire	1,27	2,01	Vérifie
Entre sol	Principale	1,27	2,01	Vérifie
	Secondaire	1,09	2,01	Vérifie

- **Vérification des contraintes tangentielles**

TableauV.14. Vérification des contraintes tangentielles

Niveaux	Type	V(KN)	τ	$\bar{\tau}$	Observation
Etage courant	Principale	119,9114	1,05	3,33	Vérifie
	Secondaire	41,1646	0,42	3,33	Vérifie
Entre sol	Principale	52,7529	0,53	3,33	Vérifie
	Secondaire	-90,9648	1,08	3,33	Vérifie

❖ **A L'ELS**

a) **Etat limite de compression de béton**

La condition a vérifié est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

TableauV.17. Vérification de l'état limite de compression

Niveaux	Types	Position	M_{ser}	A_s	y	I	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
	Principale	Travée	56,3212	8,29	14,34	12,22	6,61		Vérifie

Etage courant	Secondaire	Appui	-80,7646	10,65	15,49	11,81	10,55	15	Vérifie
		Travée	20,7403	8,01	12,74	7	3,77		Vérifie
		Appui	-19,8178	8,01	12,74	7	3,61		Vérifie
Entre sol	Principale	Travée	22,2448	8,01	12,74	7	4,05		Vérifie
		Appui	-27,5828	8,01	12,74	7	5,07		Vérifie
	Secondaire	Travée	33,5051	8,01	11,5	4,8	8,03		Vérifie
		Appui	-20,7555	8,01	11,5	4,8	4,97	Vérifie	

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

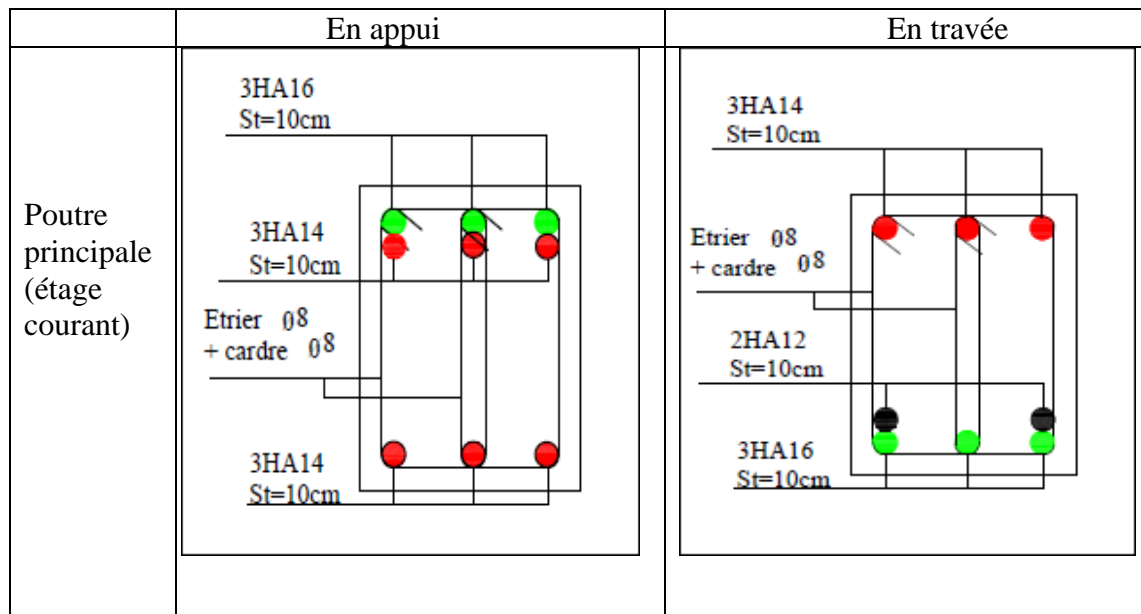
- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$
- $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$

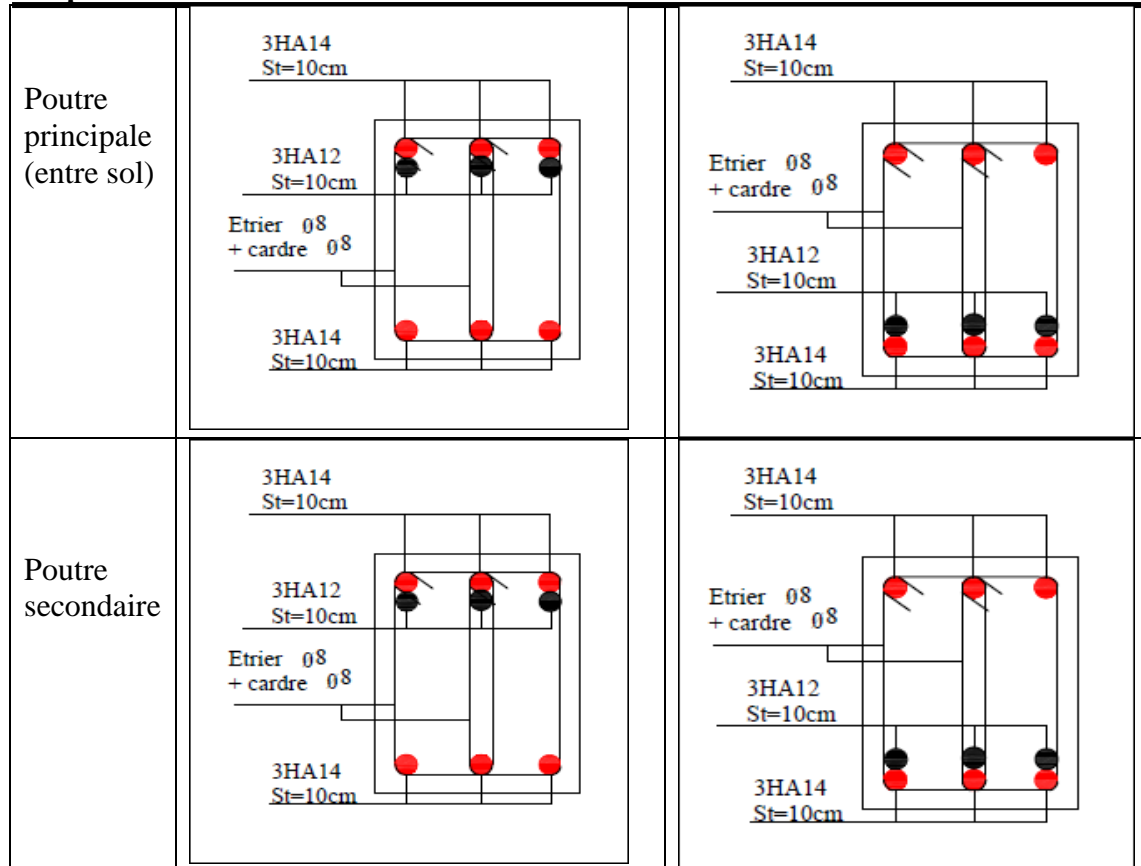
Tableau V.15. Vérification de l'état de déformation

Poutre	h_t	B	L	A_s	M_t	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	40	30	5,6	10,65	56,32	0,071 > 0,062	0,071 > 0,069	0,009 ≤ 0,01
Secondaire	35	30	4,7	8,01	20,74	0,074 > 0,062	0,074 > 0,071	0,008 ≤ 0,01
Principale	35	30	4,7	8,01	22,24	0,074 > 0,062	0,074 > 0,071	0,008 ≤ 0,01
Secondaire	30	30	3,3	8,01	33,50	0,091 > 0,062	0,091 > 0,088	0,009 ≤ 0,01

❖ **Schéma de ferrailage des poutres**

Tableau V.16. Schéma de ferrailage des poutres





❖ **Vérification de la zone nodale**

C'est de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement au niveau des nœuds et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux ou montants aboutissant au nœud 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 apparaissent dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

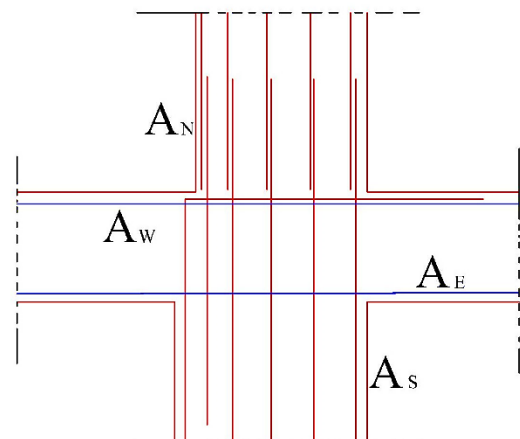


Figure.V.2. Zone nodale.

- **Les moments résistants dans les poteaux et dans les poutres**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

-Des dimensions de la section du béton.

- De la quantité d'armatures dans la section.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$\text{On a : } M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } z = 0.9d, \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

TableauV.17. Les moments résistants dans les poteaux

Niveaux	d (cm)	Z (m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
ES (1,2,3)	47	0,423	400	7,1cm ²	120,132
RDC,1 Etage	47	0,423	400	7,1cm ²	120,132
2,3 Etages	42	0,378	400	5,34cm ²	80,74
4,5 Etages	37	0,333	400	4,52cm ²	60,21
6,7 Etages	32	0,288	400	3,39cm ²	39,05

TableauV.18. Les moments résistants dans les poutres principales.

Niveaux	d (cm)	Z (m)	σ_s (MPa)	A_s (cm ²)	M_R (KN.m)
Entre sol	35	0,315	400	10,65cm ²	134,19
Etage courant	40	0,36	400	8,01 cm ²	115,34

Tableau.V.19. Vérification de la zone nodale.

Niveaux	M_N	M_s	M_N+M_s	M_w	M_E	$1,25(M_w+M_E)$	Observation
E/sol (1,2)	120,132	120,132	240,26	134,19	134,19	335,47	Vérifiée
RDC,1 ^{ère} Etage	120,132	120,132	240,26	115,34	115,34	288,35	Vérifiée
2 ^{ème} ,3 ^{ème} Etages	80,74	80,74	161,48	115,34	115,34	288,35	Vérifiée
4 ^{ème} ,5 ^{ème} Etages	60,21	60,21	120,42	115,34	115,34	288,35	Vérifiée
6 ^{ème} ,7 ^{ème} Etages	39,05	39,05	78,1	115,34	115,34	288,35	Vérifiée

Remarque :

La vérification des zone nodales est justifiée, donc les rotules plastique se forment dans les poutres plutôt que les poteaux.

V.3. Etude des voiles

Introduction

Le RPA/99/version 2003 (Art. 3.4. A.1.a) exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone *Ila* (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

- 1,35 G + 1,5 Q
- G + Q
- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

V.3.1 Recommandations du RPA99/version 2003 (art 7.7.4.1) :

a) Les armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des Voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et pourcentage minimal de 0,20% de la section du béton $A_{\min} = 0,2\% \times l_t \times e$
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets

b) Armatures horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

c) Armatures Transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

Règles communes RPA99/V2003 ART .7.7.4.3

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voiles 0,15%

-En zone courante 0,10%

- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5e ; 30\text{cm})$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about)

ne devrait pas dépasser l/10 de l'épaisseur du voile.

➤ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

-40 Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-20 Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V=1,4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations sont tirées à l'aide du logiciel ETABS 2016 à partir des combinaisons les plus défavorables.

❖ Les voiles suivant le sens x

Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile Vx1=1,4m dans tous les niveaux

Niveau	N max et M _{Corr}		M max et N _{Corr}		N min et M _{Corr}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	570,74	59,51	59,51	570,74	-460	-22,51	245,98
1^{er} étage	438	7,62	9,27	349,52	46,47	-0,8161	185,106
2+3^{ème} étage	238,36	36,22	36,22	238,36	14,76	0,759	135,61
4+5^{ème} étage	162,82	7,39	29,23	158,37	42,53	-1,145	83,783

Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile Vx2=1,8m dans tous les niveaux

Niveau	N max et M _{Corr}		M max et N _{Corr}		N min et M _{Corr}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	917,89	170,81	170,81	917,89	6,582	-0,417	613,76
1^{er} étage	484,57	22,39	22,63	395,204	13,5847	-0,7627	176,03
2+3^{ème} étage	379,82	2,45	35,77	348,33	121,71	-0,837	146,54
4+5^{ème} étage	268,81	3,141	33,17	185,69	87,41	-1,3403	97,696
6+7^{ème} étage	173	33,46	33,46	173	7,59	-1,7224	77,72

Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile Vx3=0,7m dans tous les niveaux

Niveau	N max et M _{Corr}	M max et N _{Corr}	N min et M _{Corr}	
--------	----------------------------	----------------------------	----------------------------	--

	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)
RDC	229,80	0,1782	0,1782	229,80	84,50	0,119	151,71
1^{er} étage	161,89	18,55	18,55	161,89	-6,884	0,312	114,946
2+3^{ème} étage	137,12	7,615	25,9039	116,52	38,20	1,12	115,12
4+5^{ème} étage	89,17	8,72	26,37	88,37	22,79	0,672	76,93
6+7^{ème} étage	71,6	23,12	23,12	71,6	-17,53	1,18	41,54

Tableau V.23. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}=0,85m$ dans tous les niveaux

Niveau	N max et M _{Corr}		M max et N _{Corr}		N min et M _{Corr}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	206,35	-0,566	-0,195	87,9	87,9	-0,195	
1^{er} étage	262,64	12,50	12,50	262,64	31,59	-0,639	160,51
2+3^{ème} étage	137,12	7,62	25,90	116,52	38,85	1,122	115,112
4+5^{ème} étage	133,65	-1,902	16,29	82,12	50,03	-1,02	101,792

❖ Les voiles suivant le sens y

Tableau V.24. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y1}=1m$ dans tous les niveaux

Niveau	N max et M _{Corr}		M max et N _{Corr}		N min et M _{Corr}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	206,95	-0,3689	4,462	67,25	67,25	4,462	122,175
1^{er} étage	427,91	14,903	37,404	182,85	84,366	28,627	259,903
2+3^{ème} étage	422,84	32,343	50,741	205,29	107,334	42,68	261,398
4+5^{ème} étage	280,36	30,078	47,48	157,63	94,39	39,96	177,441
6+7^{ème} étage	151,86	1,096	45,92	48,279	19,0923	38,223	87,573

Tableau V.25. Sollicitations maximales dans $V_{y2}=1m$ le voile dans tous les niveaux

Niveau	N max et M _{Corr}		M max et N _{Corr}		N min et M _{Corr}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	270,23	-1,083	-1,083	270,23	98,249	-0,537	153,2
1^{er} étage	453,62	3,103	37,32	118,655	26,35	30,243	256,57
2+3^{ème} étage	375,45	27,93	46,83	184,04	96,87	39,56	233,18
4+5^{ème} étage	263,34	27,055	45,73	140,22	80,912	38,64	166,12

6+7ème étage	160,633	-4,0813	44,047	50,366	19,918	36,766	93,037
---------------------	---------	---------	--------	--------	--------	--------	--------

Tableau V.26. Sollicitations maximales dans le voile Vy3=1,2m dans tous les niveaux

Niveau	N max et M _{Corr}		M max et N _{Corr}		N min et M _{Corr}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	705,027	1,6984	40,695	-257,38	-333,913	37,657	328,232
1^{er} étage	384,93	0,3538	32,768	92,369	15,3083	26,863	171,475
2+3ème étage	233,62	1,7101	55,094	72,7612	23,751	46,407	119,965
4+5ème étage	109,635	1,142	50,152	21,116	3,387	42,47	55,765

*

Tableau V.27. Sollicitations maximales dans le voile Vy4=1,2m dans tous les niveaux

Niveau	N max et M _{Corr}		M max et N _{Corr}		N min et M _{Corr}		V(KN)
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC	450,584	0,5791	0,5791	450,584	197,366	1,248	225,33
1^{er} étage	353,579	0,4665	38,537	38,6	-24,485	32,459	159,95
2+3ème étage	216,456	-0,9647	64,977	49,922	21,195	42,691	112,123
4+5ème étage	118,121	1,423	44,115	15,303	-48,89	38,53	55

V.3.3. Calcul du ferrailage longitudinal opté pour tous les voiles :

On va exposer un seul exemple de calcul // à x-x' et les autres seront résumés dans un tableau.

- **Calcul sous N max et M_{Corr}** Voile Vx1(RDC)

N max = 570,74KN ; M_{Corr} = 59,51 KN. m ; Vu =245,98 KN

L=1,4m e=20cm d=1,37m d'=0,03m

$$e_g = \frac{M}{N} = \frac{59,51}{570,74} = 0,104m < \frac{h}{2} = 0,7m$$

Avec :

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 570,74 + 59,51 \times \left(1,37 - \frac{1,4}{2} \right) = 441,89KN.m$$

Nu (d-d') - M_{uA}= 0,32 (1)

(0,337h-0,8d') b h f_{bu}=2,31..... (2)

⇒N est un effort de compression et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et (1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{441,89 \times 10^{-3}}{0,2 \times (1,37)^2 \times 14,2} = 0,0637$$

$$\mu_{bu} = 0,0637 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ (Armatures comprimées)}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0,0823$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,325m$$

$$\Rightarrow A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{441,89 \times 10^{-3}}{1,325 \times 400} = 8,34 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 8,34 \times 10^{-4} - \frac{570,74 \times 10^{-3}}{400} = 5,93 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/2003**, on a : $A_{min} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 20 \times 140 = 4,2 \text{ cm}^2$

1) Armatures minimales dans la zone tendue

$$A_{min}^{tendue} = 0,2\% b \times l_t$$

Longueur de la partie tendue l_t

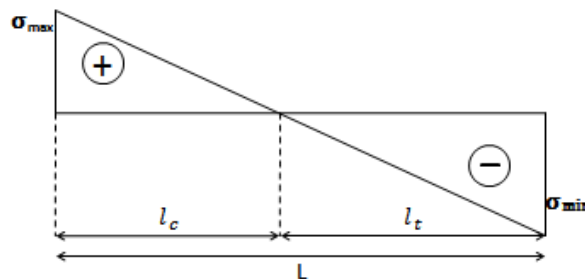


Figure.V.3. Schéma des contraintes.

$$l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} = \frac{1,12 \times 1,4}{(1,12 + 2,95)} = 0,39 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_{min}^{tendue} = 0,2\% \times 0,20 \times 0,39 = 1,55 \text{ cm}^2$$

2) Armatures minimales dans la zone comprimée

$$A_{min}^{courante} = 0,1\% b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 1,4 - 2 \times 0,39 \Rightarrow l_c = 0,63m$$

$$\Rightarrow A_{min}^{courante} = 1,25 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres verticales

Avec - $st = 10 \text{ cm}$ sur une longueur de $L/10$ du voile

- $st = 20 \text{ cm}$ en dehors de $L/10$ du voile

3) Armatures horizontales

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 245,98KN$$

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times st}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4V_{max}}{e \times d} = \frac{1,4 \times 245,98 \times 10^{-3}}{0,20 \times 1,37} = 1,37MPa$$

➤ **Espacement des barres horizontales**

$$st \leq \min(1,5 e; 30cm)$$

On fixe : $st = 20 cm$

$$\Rightarrow A_h = \frac{1,37 \times 0,20 \times 0,2}{0,8 \times 400} = 1,71 cm^2$$

$$A_{min} = \frac{0,4 \cdot b \cdot st}{f_e} = 0,6 cm^2$$

Tableau V.28. Sollicitations de calcul dans le voile Vx1 dans tous les niveaux

	RDC	1	2 et 3	4 et 5
Section	140*20	140*15	140*15	140*20
M(KN.m)	59,51	7,62	36,22	7,39
N(KN)	570,73	438	238,36	162,82
V(KN)	245,98	185,106	135,61	83,783
t(MPa)	1,37	1,37	1	0,62
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm²)	5,93	5,29	2,31	2,2
A_v^{min} (cm²)	4,2	3,15	3,15	3,15
L_t (m)	0,39	0,65	0,24	0,56
A_{min}^{tendu} (cm²)	1,55	1,94	0,73	1,69
A_v^{adop} (cm²)	8HA10=6,28	8HA10=6,28	6HA10=4,71	6HA10=4,71
S_t (cm)	10	10	10	10
L_c (m)	0,63	0,1	0,91	0,27
A_{min}^{comp}	1,25	0,16	1,37	0,41
A_z^{comp}	2HA10=1,57	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01
A_h^{cal} (cm²)	1,71	1,29	0,94	0,58
A_h^{min} (cm²)	0,6	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop}	2HA12=2,26	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA8=1,01

(cm ²)				
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.29. Sollicitations de calcul dans le voile Vx2 dans tous les niveaux

	RDC	1	2 et 3	4 et 5	6 et 7
Section	180*20	180*15	180*15	180*15	180*15
M(KN.m)	170,8	22,39	2,45	3,141	33,46
N(KN)	917,89	484,56	379,82	268,81	173
V(KN)	613,76	176,03	146,54	97,696	77,72
t(MPa)	2,65	1,01	0,84	0,56	0,45
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	8,63	5,67	5,37	3,81	1,7
A_v^{min} (cm ²)	5,4	4,05	4,05	4,05	4,05
L_t (m)	0,34	0,76	0,88	0,86	0,32
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,37	2,28	2,64	2,59	0,96
A_v^{adop} (cm ²)	12HA10=9,42	8HA10=6,28	8HA10=6,28	6HA10=4,71	6HA10=4,71
S_t (cm)	10	10	10	10	10
L_c (m)	1,12	0,28	0,04	0,07	1,16
A_{min}^{comp}	2,23	0,42	0,06	0,11	1,74
A_z^{comp}	3HA10=2,36	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA10=1,57
A_h^{cal} (cm ²)	3,32	0,95	0,79	0,53	0,42
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2HA16= 4,02	2HA10=1,57	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01
S_t(cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.30. Sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux

	RDC	1	2 et 3	4 et 5	6 et 7
Section	70×20	70*15	70*15	70*15	70×15
M(KN.m)	0,1782	18,55	7,615	8,721	23,12
N(KN)	229,8	161,875	137,12	89,168	71,59

V(KN)	151,71	114,946	115,12	76,93	41,54
t(MPa)	1,69	1,7	1,71	1,14	0,62
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm²)	3,35	1,34	1,67	0,93	0,04
A_v^{min} (cm²)	2,1	1,58	1,58	1,58	1,58
L_t (m)	0,35	0	0,18	0,06	0,22
A_{min}^{tendu} (cm²)	1,39	/	0,55	0,17	0,67
A_v^{adop} (cm²)	6HA10=4,71	/	4HA8=2,01	4HA8=2,01	4HA8=2,01
S_t (cm)	10	10	10	10	10
L_c (m)	0	0,69	0,33	0,59	0,25
A_{min}^{comp}	0	1,03	0,5	0,88	0,38
A_z^{comp}	/	2HA10=1,57	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01
A_h^{cal} (cm²)	2,11	1,6	1,6	1,07	0,58
A_h^{min} (cm²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm²)	2HA12=2,26	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA8=1,01
S_t(cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.31. Sollicitations de calcul dans le voile Vx4 dans tous les niveaux

	RDC	1	2 et 3	4 et 5
Section	85*20	85*15	85*15	85*15
M(KN.m)	-0,5657	12,502	7,615	-0,1902
N(KN)	206,35	262,643	137,12	133,646
V(KN)	166,96	160,51	115,112	101,792
t(MPa)	0,93	1,96	1,4	1,24
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$(MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm²)	2,62	2,9	1,73	1,96
A_v^{min} (cm²)	4,2	1,91	1,91	1,91
L_t (m)	0,69	0,28	0,26	0,42
A_{min}^{tendu} (cm²)	2,77	0,85	0,78	1,26

A_v^{adop} (cm ²)	6HA10=4,71	4HA10=3,14	4HA8=2,01	4HA8=2,01
S _t (cm)	10	10	10	10
L _c (m)	0,02	0,29	0,33	0
A_{min}^{comp}	0,03	0,43	0,5	0
A_z^{comp}	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	/
A_h^{cal} (cm ²)	1,16	1,84	1,32	1,16
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10=1,57	2HA12=2,26	2HA10=1,57	2HA10=1,57
S _t (cm)	20	20	20	20

Tableau V.32. Sollicitations de calcul dans le voile Vy1 dans tous les niveaux

	RDC	1	2 et 3	4 et 5	6 et 7
Section	100*20	100*15	100*15	100*15	100*15
M(KN.m)	-0,3689	14,9035	32,343	30,079	1,096
N(KN)	206,95	427,91	422,836	280,359	151,861
V(KN)	122,175	259,903	261,398	177,441	87,573
t(MPa)	0,95	2,7	2,71	1,84	0,91
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	3,02	4,88	4,86	3,05	1,9
A_v^{min} (cm ²)	3	2,25	2,25	2,25	2,25
L _t (m)	0,5	0,4	0,27	0,18	0,48
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,98	1,19	0,81	0,53	1,44
A_v^{adop} (cm ²)	4HA10=3,14	8HA10=6,28	8HA10=6,28	4HA10=3,14	4HA10=3,14
S _t (cm)	10	10	10	10	10
L _c (m)	0	0,21	0,46	0,64	0,04
A_{min}^{comp}	0	0,31	0,69	0,97	0,06
A_z^{comp}	/	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01
A_h^{cal} (cm ²)	1,19	2,53	2,54	1,73	0,85
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45

A_h^{adop} (cm ²)	2HA10=1,57	2HA14= 3,08	2HA14= 3,08	2HA12=2,26	2HA8=1,01
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.33. Sollicitations de calcul dans le voile Vy2 dans tous les niveaux

	RDC	1	2 et 3	4 et 5	6 et 7
Section	100*15	100*15	100*15	100*15	100*15
M(KN.m)	-6,617	3,103	27,93	27,005	-4,081
N(KN)	270,233	453,62	375,45	263,34	160,633
V(KN)	153,2	256,57	233,18	166,12	93,037
t(MPa)	1,19	2,66	2,42	1,72	0,96
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	4,12	5,51	4,39	2,92	2,15
A_v^{min} (cm ²)	3	2,25	2,25	2,25	2,25
L_t (m)	0,43	0,48	0,28	0,19	0,42
A_{min}^{tendu} (cm ²)	1,71	1,44	0,83	0,58	1,27
A_v^{adop} (cm ²)	6HA10=4,71	8HA10=6,28	6HA10=4,71	4HA10=3,14	4HA10=3,14
S_t (cm)	10	10	10	10	10
L_c (m)	0,15	0,04	0,45	0,62	0,15
A_{min}^{comp}	0,29	0,06	0,67	0,92	0,23
A_z^{comp}	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01	2HA8=1,01
A_h^{cal} (cm ²)	1,49	2,49	2,27	1,62	0,9
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2HA10=1,57	2HA14= 3,08	2HA14= 3,08	2HA12=2,26	2HA8=1,01
S_t(cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.34. Sollicitations de calcul dans le voile Vy3 dans tous les niveaux

	RDC	1	2 et 3	4 et 5
Section	120*20	120*20	120*20	120*20
M(KN.m)	1,6984	0,3538	1,7101	1,142

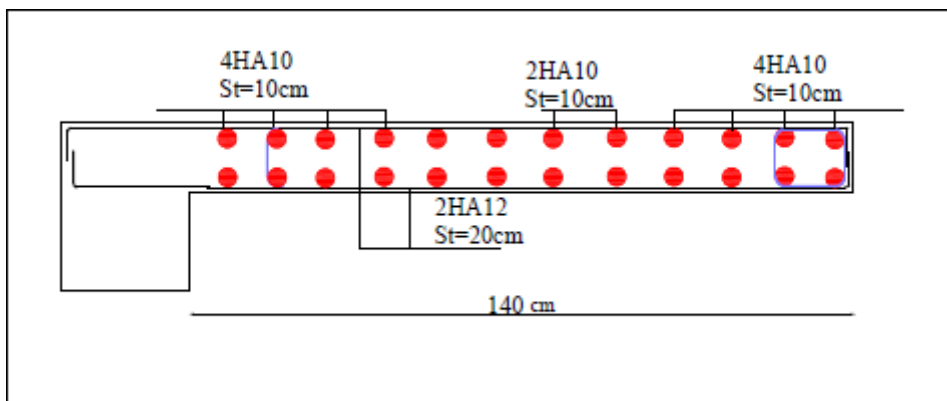
N(KN)	705,027	384,93	233,62	109,635
V(KN)	328,233	171,475	119,965	55,765
t(MPa)	2,13	1,48	1,04	0,48
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	8,63	4,78	2,91	1,37
A_v^{min} (cm ²)	3,6	2,7	2,7	2,7
L_t (m)	0,59	0,6	0,58	0,57
A_{min}^{tendu} (cm ²)	2,37	1,79	1,73	1,71
A_v^{adop} (cm ²)	12HA10=9,42	8HA10=6,28	4HA10=3,14	4HA10=3,14
S_t (cm)	10	10	10	10
L_c (m)	0	0	0,04	0,06
A_{min}^{comp}	0	0	0,07	0,09
A_z^{comp}	/	/	2HA8=1,01	2HA8=1,01
A_h^{cal} (cm ²)	2,66	1,39	0,97	0,45
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2HA14= 3,08	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA8=1,01
S_t(cm)	20	20	20	20

Tableau V.35. Sollicitations de calcul dans le voile Vy4 dans tous les niveaux

	RDC	1	2 et 3	4 et 5
Section	120*20	120*20	120*20	120*20
M(KN.m)	0,5791	-0,9647	0,4665	1,423
N(KN)	450,584	216,456	353,579	118,121
V(KN)	225,33	112,123	159,95	55
t(MPa)	1,46	0,97	1,38	0,48
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	6,4	2,75	4,4	1,47
A_v^{min} (cm ²)	3,6	2,7	2,7	2,7
L_t (m)	0,6	0,59	0,6	0,56
A_{min}^{tendu}	2,38	1,76	1,79	1,69

(cm ²)				
A_v^{adop} (cm ²)	8HA10=6,28	4HA10=3,14	6HA10=4,71	4HA10=3,14
S_t (cm)	10	10	10	10
L_c (m)	0	0,03	0	0,07
A_{min}^{comp}	0	0,04	0	0,11
A_z^{comp}	/	2HA8=1,01	/	2HA8=1,01
A_h^{cal} (cm ²)	1,83	0,91	1,3	0,45
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45
A_h^{adop} (cm ²)	2HA12=2,26	2HA10=1,57	2HA10=1,57	2HA8=1,01
S_t (cm)	20	20	20	20

❖ Schéma de ferrailage des voiles Vx1



FigureV.4. Schéma de ferrailage du voile Vx1

CHAPITRE VI

VI. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise

Au quel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, On distingue plusieurs types de fondations :

Fondations profondes : pieux, puits...

Fondations superficielles : semelle isolée, filante, ou radier.

VI.1. Choix du type des fondations

Le choix de type de fondations se fait selon les conditions suivantes :

- La profondeur d'ancrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- L'importance de l'ouvrage .
- La capacité portante du sol .

Le rapport de sol nous a permis d'aboutir aux conclusions suivantes:

- La contrainte admissible du sol est de 3,5bars
- L'ancrage est de 2m

D'après le RPA99/2003(Art.10.1.4.1) , les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

$$G+Q+E$$

$$0.8 \times G+E$$

Cependant, le calcul à l'ELS a donné les résultats les plus défavorables.

VI.2. Calcul de la surface des fondations

$$S_{fond} = \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\rightarrow S_{fond} = \frac{21002,52}{350} = 60 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment : $S_{bat} = 209,7 \text{ m}^2$

Tel que :

N : Effort normal transmis par l'ouvrage à l'ELS.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol .

$\rightarrow P = \frac{S_{fond}}{S_{bat}} \times 100 = 28,61\%$; on voit que le pourcentage P est inférieur a 50% donc nous utiliserons des semelles isolées.

VI.3 Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée, avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle, obtenu par le logiciel **ETABS 16**.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

On a : $N = 1233,95 \text{ KN}$

$$\overline{\sigma}_{sol} = 350 \text{ KN/m}^2$$

$$(A \times B) \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \dots \dots \dots (1)$$

Semelle à poteaux homothétiques :

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{h} \dots \dots \dots (2)$$

On remplace (2) dans (1).

$$\frac{b}{h} \times B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \rightarrow B \geq \sqrt{\frac{h}{b} \times \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} \rightarrow \sqrt{\frac{50}{45} \times \frac{1233,95}{350}} = 1,97 \text{ m}$$

On prend $B = 2$

VI.4 Vérification de la semelle filante

Nous allons faire le calcul de la semelle sous un portique formé de 4 poteaux.

Soit une semelle filante, de largeur B et de longueur L.

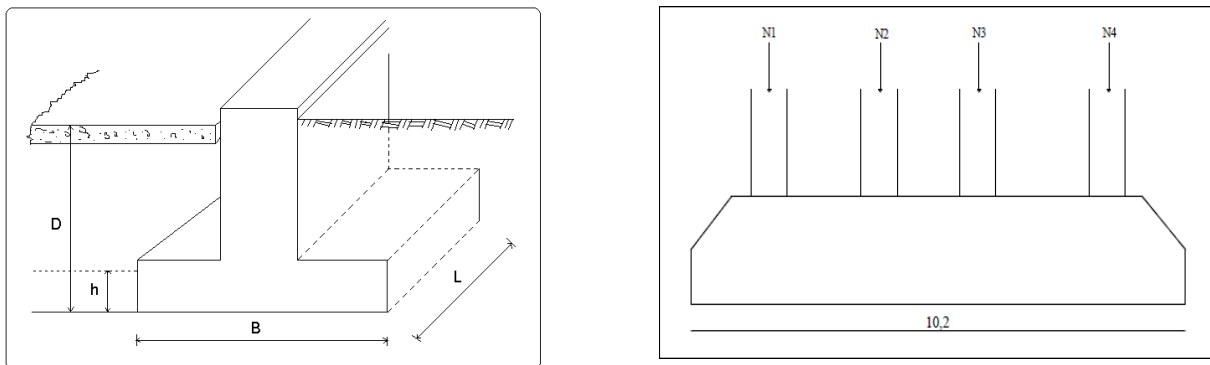


Figure VI.1 coup d'une Semelle filante.

D'après le portique le plus sollicité $N = 3371,56 \text{ KN}$

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{3371,56}{350 \times 9} = 1,07 \text{ m}$$

VI.4.1 Etude de la semelle filante :

1) **Dimensionnement :**

✓ **Calcul de la largeur de la semelle (B) :**

$$S = \frac{\sum Ni}{\sigma_{sol}} = \frac{3371,56}{350} = 9,63 \text{ m}^2$$

Tel-que

S : surface de la semelle filante

$$S = L_{total} \times B.$$

$$L_{total} = \sum li + 2 \times L_{débordement}$$

$$L_{débordement} = 0,6 \text{ m}$$

$$L = 10,2 \text{ m}$$

$$\rightarrow B \geq \frac{9,63}{10,2} = 0,94 \text{ m}$$

On prend B = 1,5 m

✓ **Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht)**

La hauteur totale de la semelle (ht) est déterminée par l'équation suivante : ht = d + c

Avec :

- c : enrobage des armatures ; c = 5 cm
- d : hauteur utile doit vérifier la condition suivante :

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right.$$

$$(a \times b) = (45 \times 50) \text{ cm}^2$$

$$D = 0,26 \text{ m} \rightarrow ht = 0,05 + 0,26 = 0,31 \text{ soit } ht = 0,35 \text{ m}$$

Remarque :

Avec le choix de $d \geq \max \frac{B-a}{4}$, les conditions de non poinçonnement de compression maximale du béton dans les bielles et de cisaillement maximal sont vérifiées.

✓ **Charges agissantes sur la semelle :**

Les charges revenant à la semelle sont exposées dans la figure ci-dessous :

$$N_{total} = N_{(superstructure)} + N_{(infrastructure)}.$$

Avec :

$$N_{(superstructure)} = \sum Ni ; Ni : \text{Effort normal ramené par le poteau } \gg i \gg.$$

$$N_{(infrastructure)} : N_{(avant poteau)} + N_{(semelle)} + N_{(terre)}$$

Les charges revenant à cette semelle sont comme suit :

$$N_{(superstructure)} = 3371,56 \text{ KN}$$

$$N_{(\text{avant poteau})} = \gamma b \times S \times h \times n$$

Avec :

S : Surface transversale de l'avant-poteau.

$$S = 45 \times 50 = 2250 \text{ cm}^2$$

h : Hauteur de l'avant-poteau, h=1,8 m

n : Nombre de poteaux revenant à la semelle, n=4 poteaux.

$$N_{(\text{avant poteau})} = 25 \times 0,45 \times 0,50 \times 1,8 \times 4 = 40,5 \text{ KN}$$

$$N_{(\text{semelle})} = \gamma b \times S \times ht$$

$$N_{(\text{semelle})} = 25 \times 10,2 \times 1,5 \times 0,35 = 133,87 \text{ KN}$$

$$N_{(\text{remblais})} = \gamma h \times S_{\text{semelle}} \times h$$

Tel-que : γh : poids spécifique du sol, $\gamma h = 20,5 \text{ KN/m}^3$

$$N_{(\text{remblais})} = 20,5 \times 10,2 \times 1,5 \times 1,5 = 470,47 \text{ KN}$$

$$N_{\text{total}} = \text{KN}$$

✓ **Calcul de la surface de la semelle (S) :**

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{\text{total}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{4016,40}{350} = 11,47 \text{ m}^2$$

✓ **Calcul de la largeur de la semelle (S) :**

$$S = L \times B$$

$$L_{\text{total}} = \sum li + 2 \times L_{\text{débordement}}$$

$$L_{\text{débordement}} = 0,6 \text{ m}$$

$$L = 10,2 \text{ m}$$

$$\rightarrow B \geq \frac{11,47}{10,2} = 1,24 \text{ m ; soit } B = 1,5 \text{ m}$$

✓ **Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht) :**

$$d \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{B-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \right. \rightarrow d = 0,25$$

$$\text{Soit : } ht \geq 0,05 + 0,26 = 0,31 \text{ soit } ht = 0,35 \text{ m}$$

VI.4.2 Le Ferrailage :

a) Aciers principaux (A/B)

$$A/B = \frac{N_u \times (B-b)}{8 \times d \times \bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

Avec : N_u : Effort ultime sollicitant la semelle.

$$N_u = \frac{N_{\text{total}}}{L_i} = \frac{4016,40}{10,2} = 393,76 \text{ KN/ml}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{st}} : \text{Contrainte d'acier , } \bar{\sigma}_{\text{st}} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$b=0,45 \text{ m} ; d= ht - c =0,3\text{m}$$

$$A_{//B} = \frac{393,76 \times 10^{-3} \times (1,5-0,45)}{8 \times 0,3 \times 348} = 4,95 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA14=6,16 cm² avec un espacement de 25cm.

b) Aciers de répartition ($A_{\perp B}$)

$$A_{\perp B} = 2,05 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA10 =3,14 cm² avec un espacement de 25cm.

VI.4.3 Schéma de ferrailage

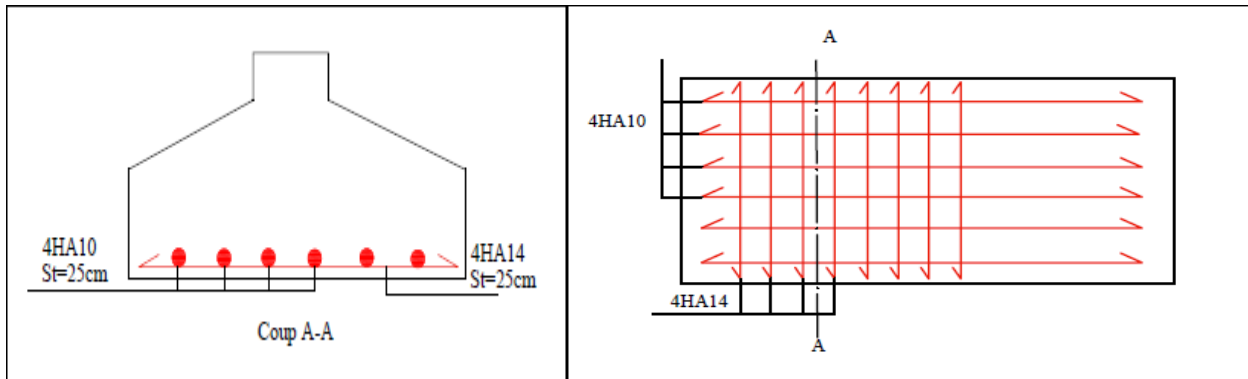


Figure VI.2 Schéma de ferrailage de la semelle filante.

VI.5 Etude de la poutre de rigidité

VI.5.1 Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle. La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

VI.5.2 Dimensionnement

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L = 330 \text{ cm} \rightarrow \frac{330}{9} < h < \frac{330}{6} \rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

Soit h= 50cm et b=45 cm

VI.5.3 Calcul des charges agissants sur la poutre de rigidité

$$Q = \frac{\sum Ni}{L} = \frac{4016,40}{10,2} = 393,76 \text{ KN/ml}$$

VI.5.4 Calcul des sollicitations

- **Méthode de calcul**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations, on applique la méthode Caquot.

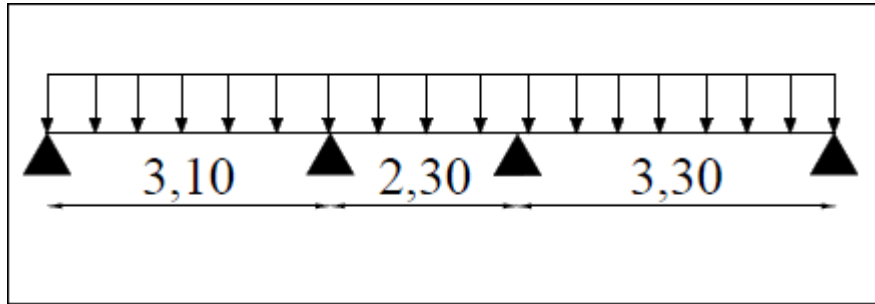


Figure VI.3 Schéma statique de la poutre de rigidité.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI.1 Sollicitations agissants sur la poutre de rigidité

Travées	L(m)	qu(KN/ml)	Mt(KN.m)	Mg(KN.m)	Md(KN.m)
AB	3,10	393,76	258,16	0	-337,78
BC	2,30	393,76	254,36	-337,78	-380,03
CD	3,30	393,76	362,82	-380,03	0

VI.5.5 Calcul des armatures

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire (b×h) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,45 \times 0,48 \times 2,1}{400} = 2,61 \text{ cm}^2$$

Tableau VI.2 Ferrailage de la poutre de rigidité

Travées	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	At cal (cm ²)	Aa cal (cm ²)	At adop (cm ²)	Aa adop (cm ²)
AB,BC	258,16	-337,78	17,13	23,33	6HA20=18,85 cm ²	8HA20=25,13 cm ²
CD	362,82	-380,03	25,36	26,63	6HA25=29,45 cm ²	6HA25=29,45 cm ²

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28} / f_e = 2,61 \text{ cm}^2$$

Remarque

Vu l'importance de la hauteur de la poutre de rigidité, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton

D'après le RPA99/2003(Art 7.7.3.3-c), les armatures longitudinales de peu doivent être total d'un minimum égale à 0,2%(b × h).

$$\text{Donc, } A_P = 0.2 \% (0.50 \times 0.45) = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA16} = 6,16 \text{ cm}^2$$

VI.5.6 Schéma de ferrailage

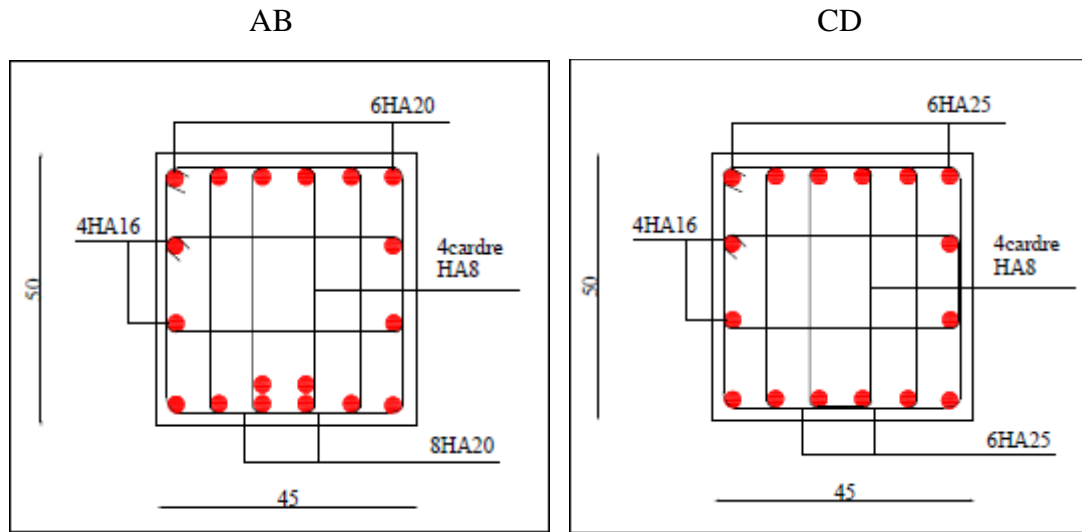


Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

VI.6 Etude des longrines

VI.6.1 Pré dimensionnement des longrines

D'après le RPA99/2003, on doit vérifier les conditions suivantes :

- Les points d'appuis doivent être solidarités, par un réseau bidirectionnel de longrines, pour s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.
- Le ferrailage minimum doit être de 0.6% de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20cm; 15Ø).
- Les dimensions minimales de la section transversale des longrines en site S2 sont : (25x30) cm².
- Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction, sous l'action d'une force égale à

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N: Force égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarités.

α: Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

VI.6.2 Vérifications

Données : Nu= 1693,76 KN et Ns= 1233,95 KN

D'après le RPA : α=15 → en zone II, site S2.

$$F_u = \frac{1693,76}{15} = 112,92 \text{ KN} \rightarrow F > 20 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{1233,95}{15} = 82,26 \text{ KN} \rightarrow F > 20 \text{ KN}$$

VI.6.3 Ferrailage

1) Armatures longitudinales

$$A_u = \frac{N_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{0,11292 \times 1,15}{400} = 3,24 \text{ cm}^2$$

Le RPA 99V.2003 exige que :

$$A_{min} = 0,6\% \times b \times h = 0,6\% \times 30 \times 25 = 4,5 \text{ cm}^2$$

On prend : 6HA12 = 6,79 cm²

2) **Armatures transversales**

$St \leq \min(20\text{cm}, 15\phi) \rightarrow$ On choisit un cadre et un étrier $\phi 8$, pour un espacement de 15cm.

3) **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s = 6,79 \text{ cm}^2 \geq \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{750 \times 2,1}{400} = 3,94 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

VI.5.4 Schéma de ferrailage

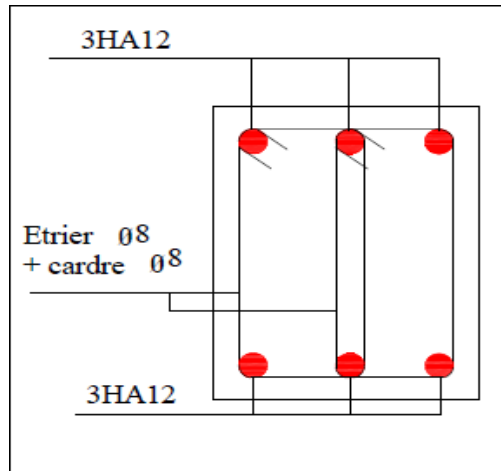


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de la longrine.

VI.7 Etude du voile périphérique

VI.7.1 Introduction :

On utilise le voile périphérique lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la plateforme extérieure pour retenir les remblais et pour éviter les poteaux courts.

VI.7.2 Dimensions du voile :

On prend le panneau recouvrant la plus grande travée.

- ✓ La Hauteur : $h = 3,06\text{m}$
- ✓ La longueur : $L = 4,7\text{m}$
- ✓ L'épaisseur : $e = 20\text{cm}$

VI.7.3 Caractéristiques géotechniques du sol

D'après le rapport de sol on a :

- ✓ Le poids spécifique : $\gamma h = 20,5\text{kn/m}^2$
- ✓ La cohésion : $C = 0,77\text{bars}$
- ✓ L'angle de frottement : $\phi = 29,7^\circ$

VI.7.4 Evaluation des charges et surcharges

• **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) - 2C \times \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 20,26 \text{ kn/m}^2$$

• **La surcharge d'exploitation**

On a : $q=10\text{KN/m}^2$

$$Q = q \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \left(\frac{2c}{\gamma \times h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) \right] = 3,36\text{kn/m}^2$$

VI.7.5 Ferrailage du voile périphérique :

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.

$$\sigma_{max} = 1,35 \times G + 1,5Q = 32,39 \text{ kn/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1,5Q = 5,04\text{kn/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25,55 \text{ kn/m}^2$$

$$D'où : q_u = \sigma_m \times 1\text{ml} = 25,55 \text{ kn/ml}$$

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable, dont les caractéristiques :

$$l_x = 3,06\text{m} \quad ; \quad l_y = 4,4\text{m} \quad ; \quad e = 0,2\text{m}$$

$$\rho = \frac{3,06}{4} = 0,76 > 0,4 \rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

Ce qui donne : $\begin{cases} U_x = 0,0608 \\ U_y = 0,5274 \end{cases}$

➤ **Calcul des moments isostatiques :**

$$M_{ox} = U_x \times q \times l_x^2 = 14,55 \text{ kn.m}$$

$$M_{oy} = U_y \times M_{ox} = 7,67 \text{ kn.m}$$

➤ **Les moments en travée :**

$$M_{tx} = 0,75M_{ox} = 10,91 \text{ kn.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{oy} = 5,75 \text{ kn.m}$$

➤ **Les moments en appuis :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{ox} = -7,27 \text{ kn.m}$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h \dots\dots\dots \text{Condition exigée par le RPA}$$

Les sections d'armature sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section $b \times h = (1 \times 0,2)\text{m}^2$

Tableau VI.3. Ferrailage du voile périphérique :

Localisation		Mu (kn.m)	A_{cat} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)	Choix
Travée	x-x	10,91	1,77	2	3,14	4HA10
	y-y	5,75	0,93	2	2,51	5HA8
Appui		7,27	1,17	2	2,51	5HA8

Vérifications :

❖ **A l'ELU :**

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,76 > 0,4$$

$$e = 15\text{cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 0,76) 100 \times 20 = 1,79\text{cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2\text{cm}^2$$

• **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{25,55 \times 3,06}{2} \times \frac{4,4^4}{3,06^4 + 4,4^4} = 31,68\text{KN}$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{25,55 \times 4,4}{2} \times \frac{3,06^4}{3,06^4 + 4,4^4} = 10,66\text{KN}$$

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

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_{ux} = 0,176\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée}$$

$$\tau_{uy} = 0,059\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition est vérifiée}$$

❖ **à l'ELS :**

$$\rho = \frac{3,06}{4} = 0,76 > 0,4 \rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens.}$$

Ce qui donne : $\begin{cases} U_x = 0,0672 \\ U_y = 0,6580 \end{cases}$

✓ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_{ox} = U_x \times q \times l_x^2 = 11,67 \text{ kn.m}$$

$$M_{oy} = U_y \times M_{ox} = 7,68 \text{ kn.m}$$

✓ **Les moments corrigés :**

$$M_x = 0,75 M_{ox} = 8,75 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,75 M_{oy} = 5,76 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = -0,5 M_x = -5,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_y = -2,88 \text{ KN.m}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5f_e ; 90\sqrt{n \times ft28}) \dots \dots \dots \text{fissuration très nuisible}$$

Tableau VI.4. Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M_{ser} (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	OBS	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ (MPa)	OBS
Travée	x-x	8,75	3,67	11320	2,84 < 15	Vérifiée	166,15 < 201,63	Vérifiée
	y-y	5,76	3,32	9333,5	2,05 < 15	Vérifiée	135,89 < 201,63	Vérifiée
Appui	x-x	-5,84	3,32	9333,5	2,08 < 15	Vérifiée	137,78 < 201,63	Vérifiée
	y-y	-2,88	3,32	9333,5	1,02 < 15	Vérifiée	67,95 < 201,63	Vérifiée

❖ Schéma de ferrailage du voile périphérique

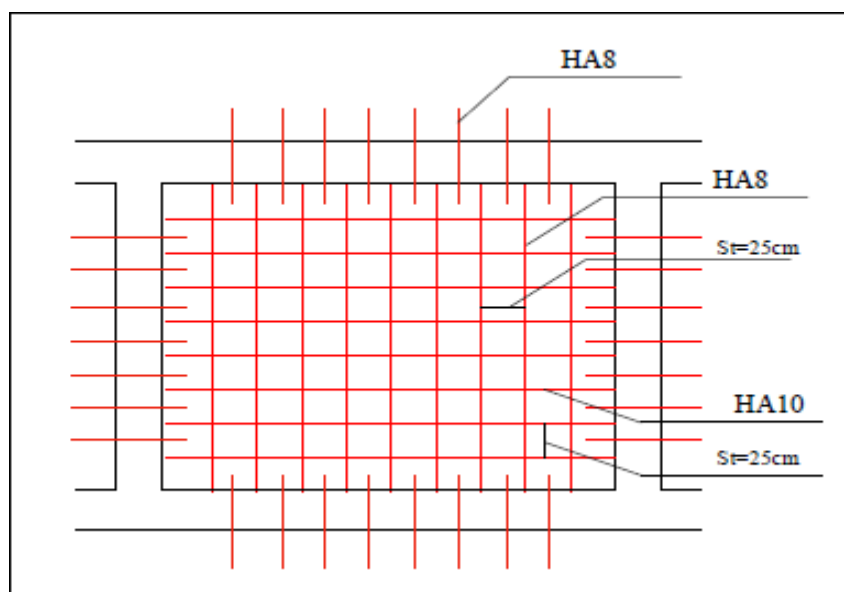


Figure VI.6 Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût, et cela par la mise en application des méthodes de calcul efficaces, tout en consultant des documents de référence de base pour le calcul en béton armé, ainsi par l'interrogation des documents techniques réglementaires algériennes.

L'étude de ce projet nous a permis, d'appliquer toutes nos connaissances acquises durant le cursus universitaire ainsi que les approfondir d'avantages 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 influent 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.

- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plupart des cas est déterminant pour le dimensionnement 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 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.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

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.

VI- CONCLUSION

Dans le cadre du projet « Réalisation d'un bloc pour logements promotionnels en R +7 avec 03 entres sols au lieu dit FEDJA, Cne de Bejaia. », l'EURL LTPS a été sollicité par SARI. IMMORIESQUE, pour la réalisation d'une campagne d'investigation géotechnique in-situ et en laboratoire concernant le projet suscité.

Durant cette campagne, il a été réalisé ce qui suit :

- Un (01) sondage carotté de 15,00 ml de profondeur.
- Un (01) sondage pressiométrique de 15 ml de profondeur ;
- Quatre (04) essais de pénétration dynamique (PDL) ;
- Séries d'analyses au laboratoire (physiques, mécaniques et chimiques) et interprétation de ces essais.

Le sous-sol du site devant servir d'assise est constitué par des schistes altérées en surface et saines en profondeurs.

La présente étude conclue en la possibilité de construire le projet en question dans les conditions suivantes :

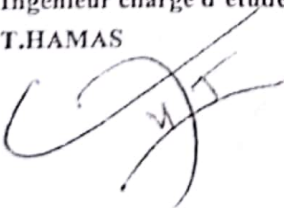
- ✓ Une contrainte admissible de l'ordre de **3,50 bar** à partir de 2 m de profondeur.
- ✓ Les paramètres mécaniques à prendre en considération induits des essais de cisaillement à la boîte UU sont comme suivant : - la Cohésion : $C_{UU} = 0,77 \text{ bar}$; - l'angle de frottement : $\Phi_{UU} = 29,7^\circ$.
- ✓ Les sites sont classés en **S2 (ferme)**.
- ✓ Le tassement n'est pas à craindre vu la nature schisteuse du terrain.
- ✓ Il faut respecter lors de la réalisation de la fondation que la profondeur d'encrage présente au moins un dixième (10%) de la hauteur des constructions.
- ✓ Le sol présente une agressivité faible vis-à-vis du béton (pas de mesure particulière).

Recommandations

- Il faut éviter les grands terrassements qui entraîneraient des suppressions de butées et prévoir des murs de soutènement, en présence de talus argileux.
- Il est nécessaire d'assurer un drainage des eaux superficielles, pour éviter tout contact avec les argiles gonflantes.
- Le terrain doit être assaini par la pose de drains périphériques qui vont recueillir les eaux de ruissellement qui sont la cause du gonflement et éviter tout apport d'eau au niveau de l'assiette des fonds des fouilles.
- Procéder immédiatement après l'ouverture des fonds des fouilles au coulage du béton de propreté.
- Un contrôle visuel de la nature des couches sous-jacentes aux fondations doit être effectué lors des travaux de terrassements afin de déceler des éventuelles hétérogénéités locales.


Enfin, le laboratoire, Eurl LTPS, reste à l'entière disposition du client pour tout autre éclaircissement ou informations concernant ce rapport d'étude de sol.


Ingénieur chargé d'étude
T.HAMAS



Laboratoire Eurl LTPS

Gérant
AZZAR ABDESSELAM



	<p>Client : SARL IMMORIESQUE Projet : Réalisation d'un bloc pour logements promotionnels en R +7 avec 03 entres sols au lieu dit FEDJA, Cne de Bejaia.</p>	<p>Etabli, en : Septembre 2020 Par : HAMAS.T Approuvé par : A. AZZAR</p>	<p>11/12</p>
-------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------	--------------

Bibliographie

REGLEMENT

- Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91.
- Règles de Calcul de Béton Armé DTR BC 2.2
- Cours de béton armé, M1 et M2 Génie Civil
- Anciens mémoires de fin d'étude.

LOGICIELS

- Logiciel de L'ETABS 2016
- WORD 2016
- EXCEL 2016
- AUTO CAD 2016

Annexe 1

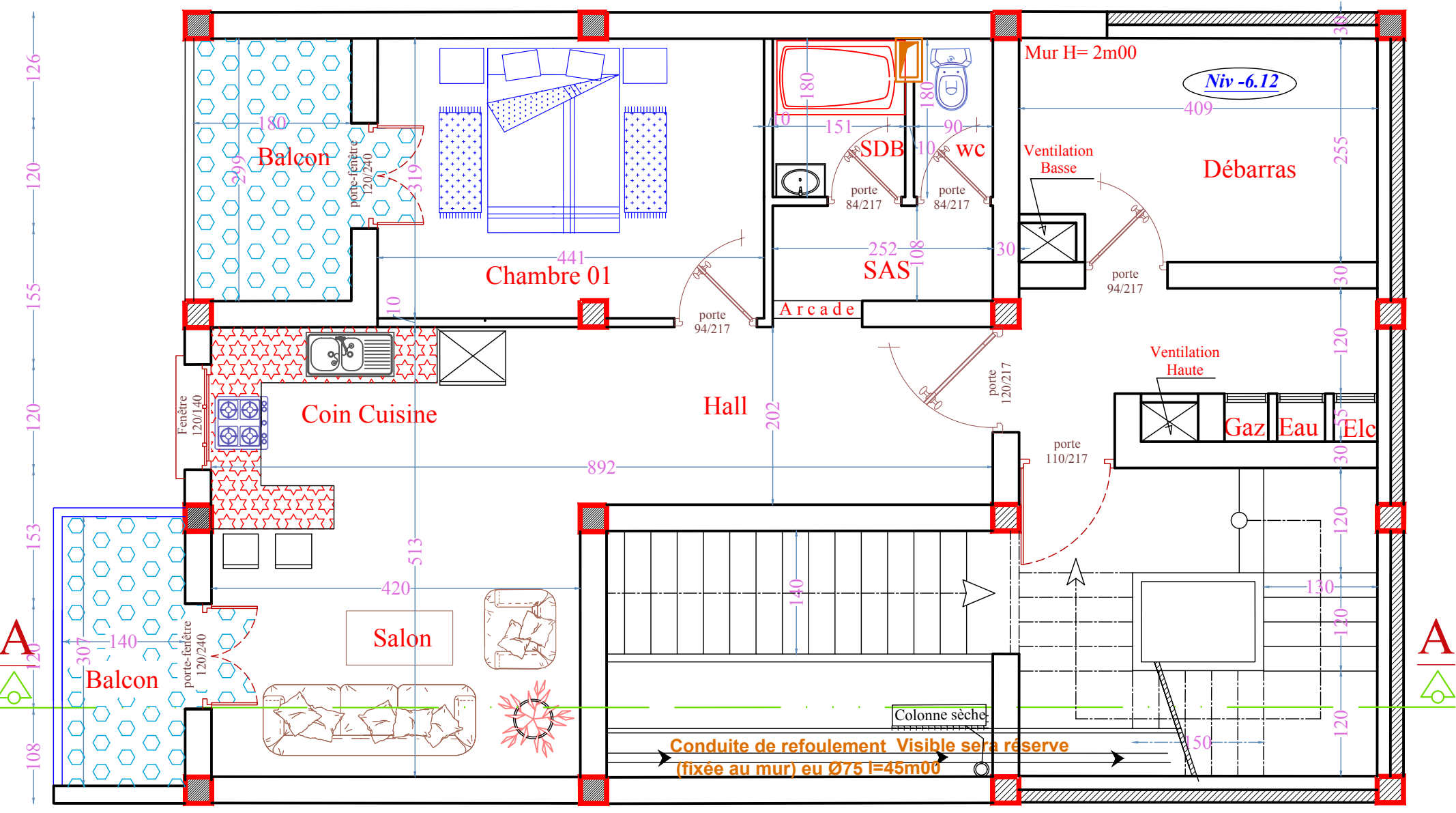
Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	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	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	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

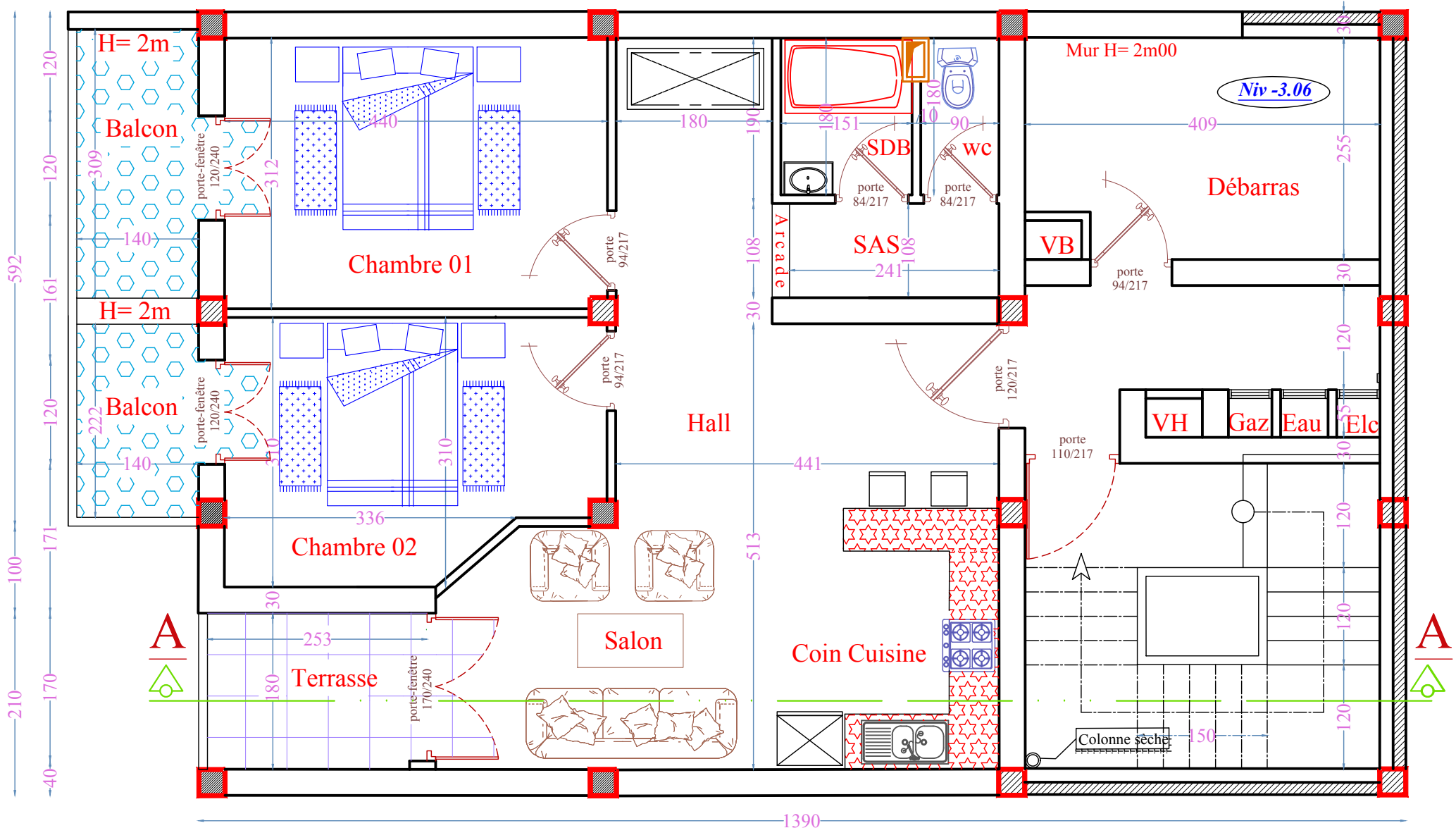
Tableau des Armatures (en cm²)

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

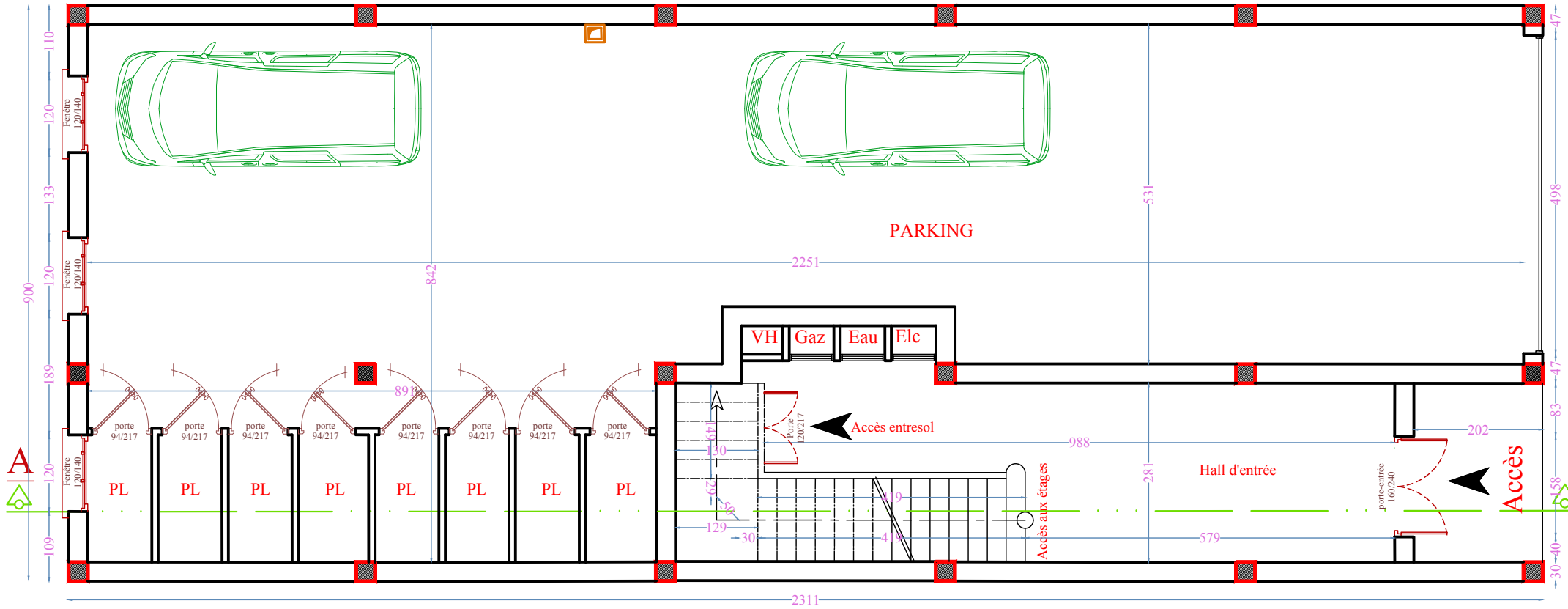
Annexes



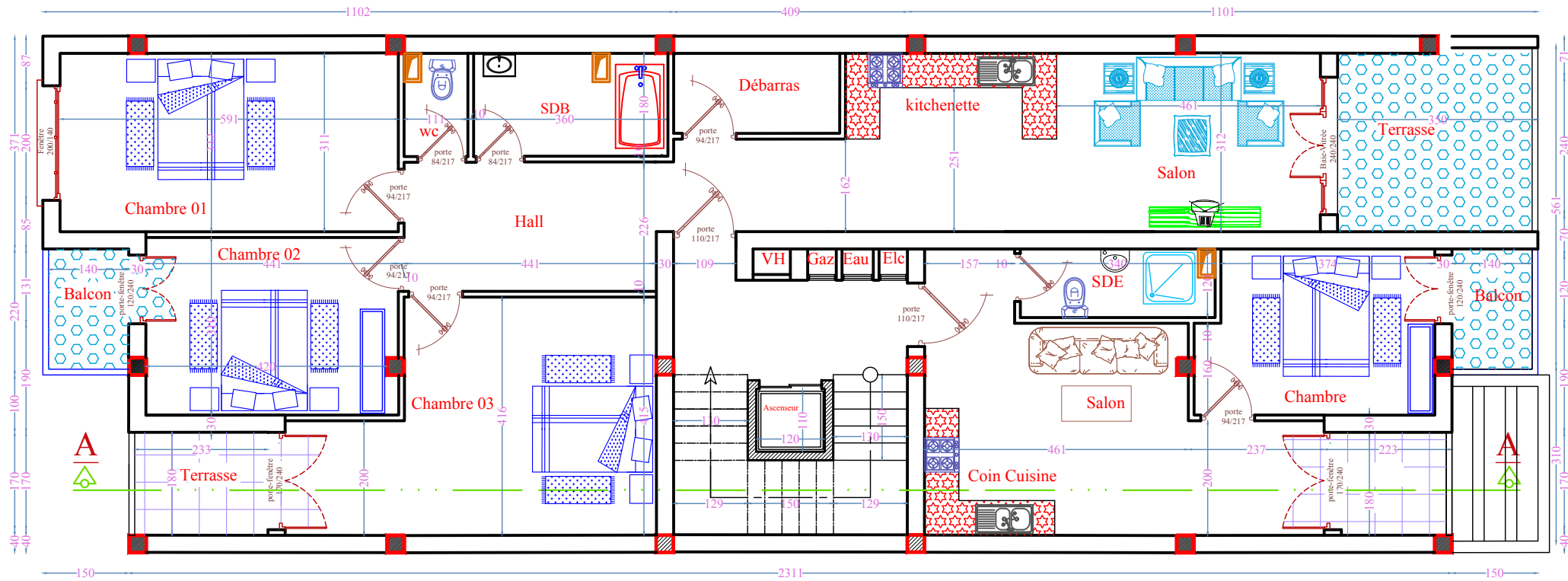
1390
PLAN ENTRESOL 02 Ech:1/ 50



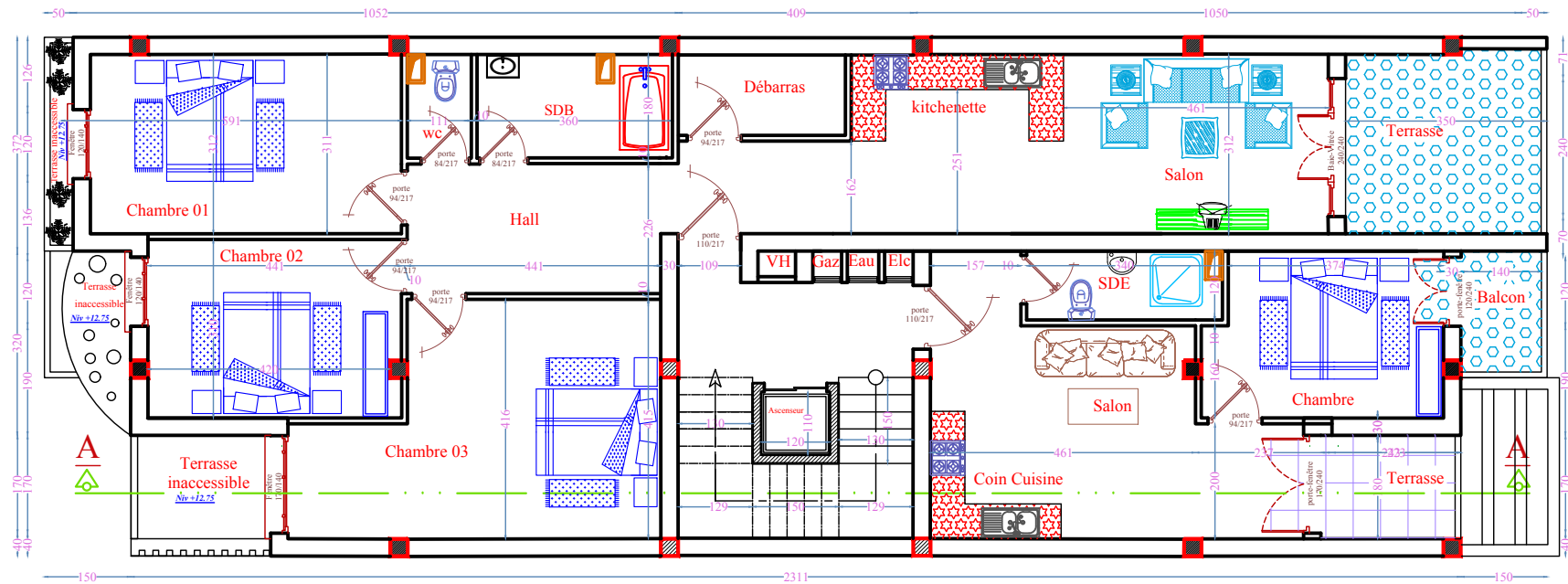
PLAN ENTRESOL 01 Ech:1/ 50



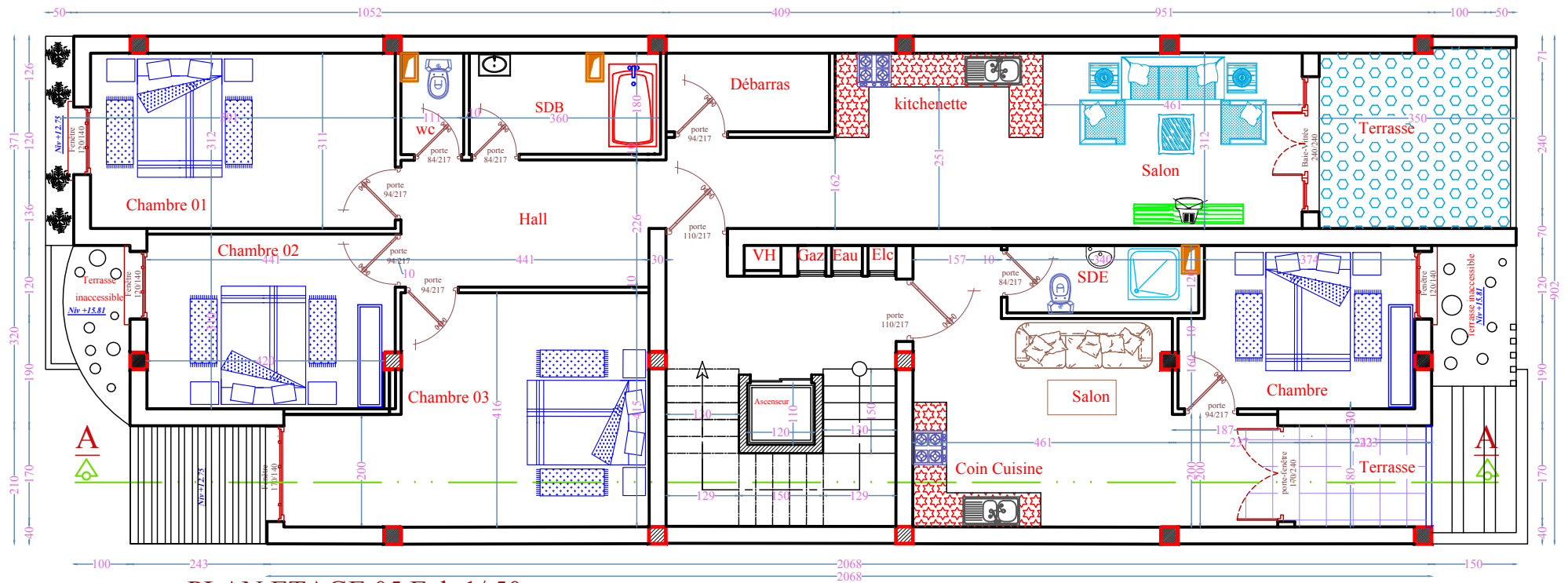
PLAN RDC Ech:1/ 50



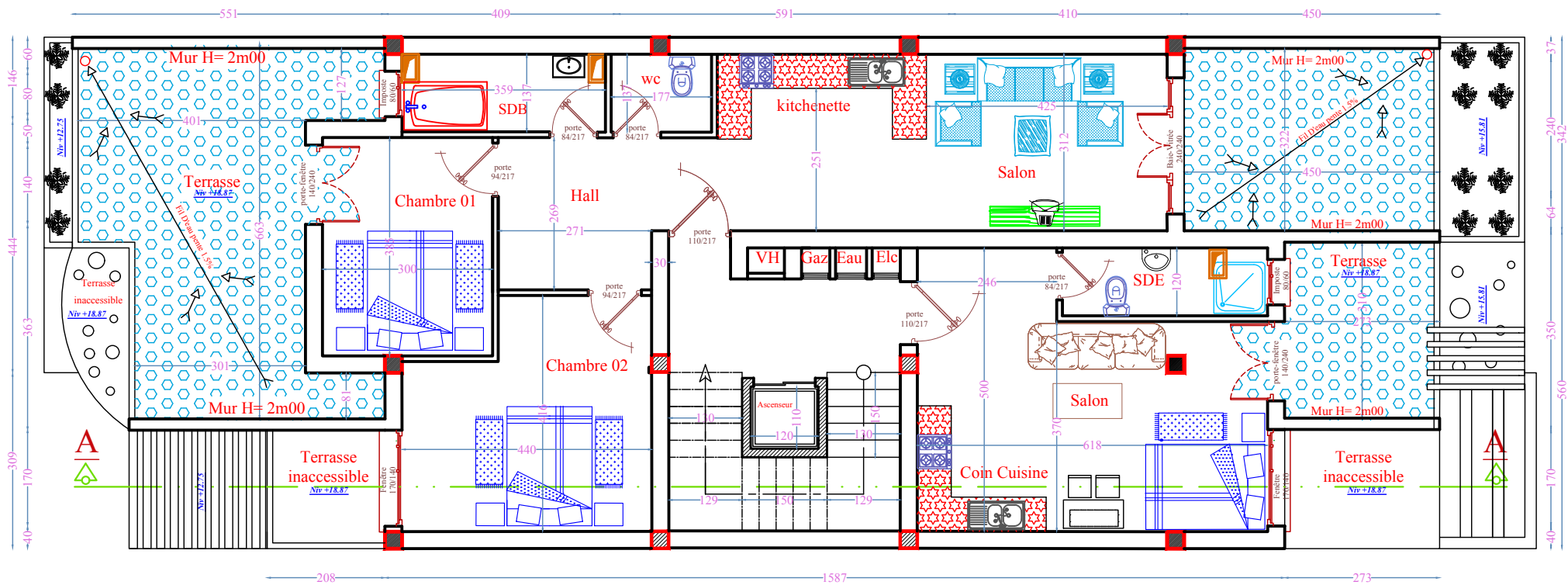
PLAN ETAGE 01, 02 ET 03 Ech:1/ 50



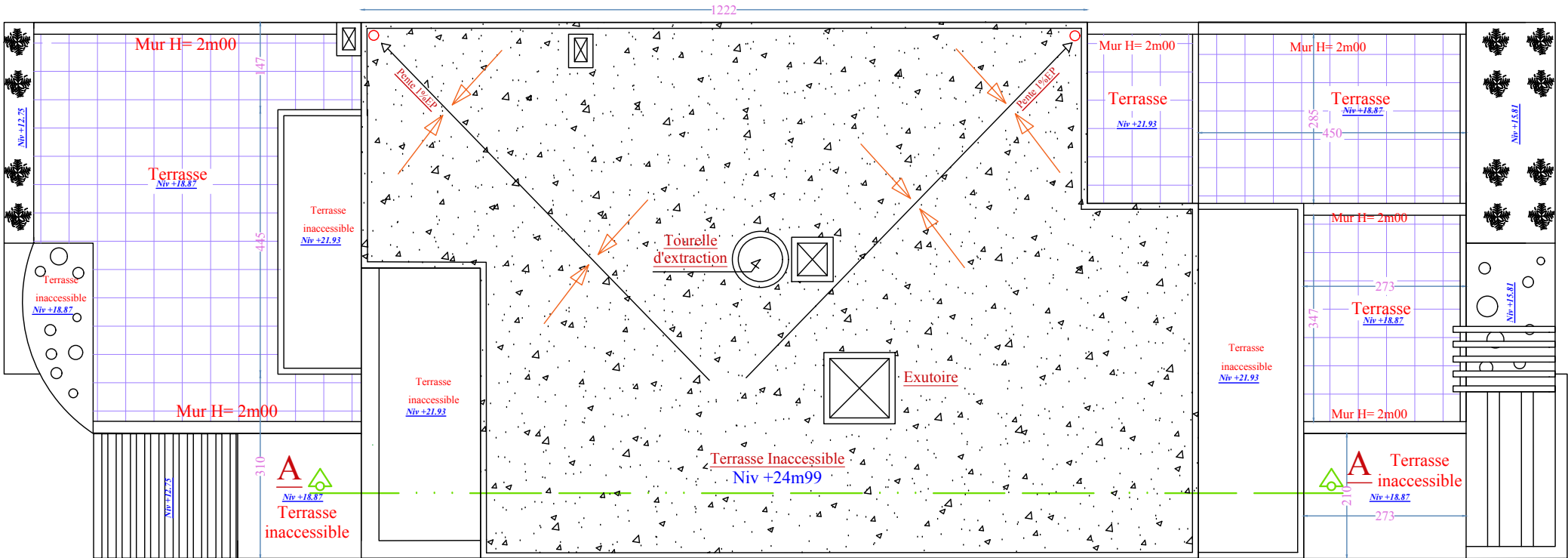
PLAN ETAGE 04 Ech:1/ 50



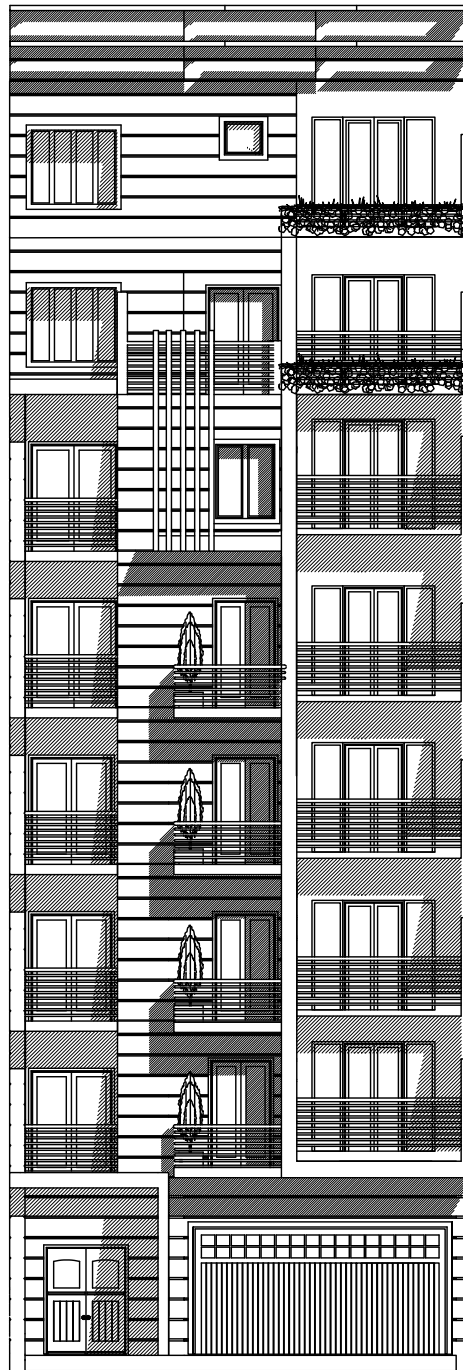
PLAN ETAGE 05 Ech:1/ 50



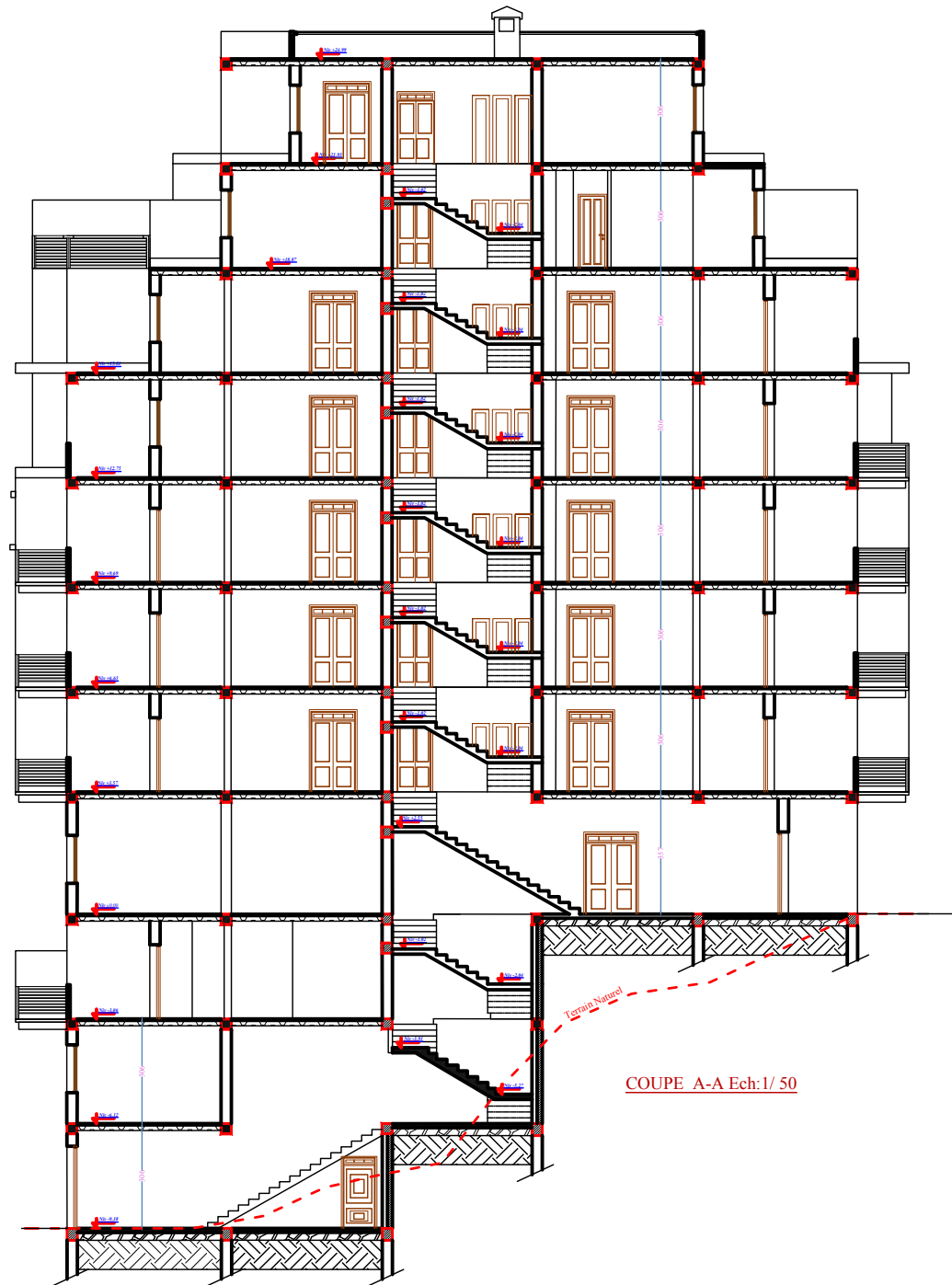
PLAN ETAGE 06 Ech:1/ 50



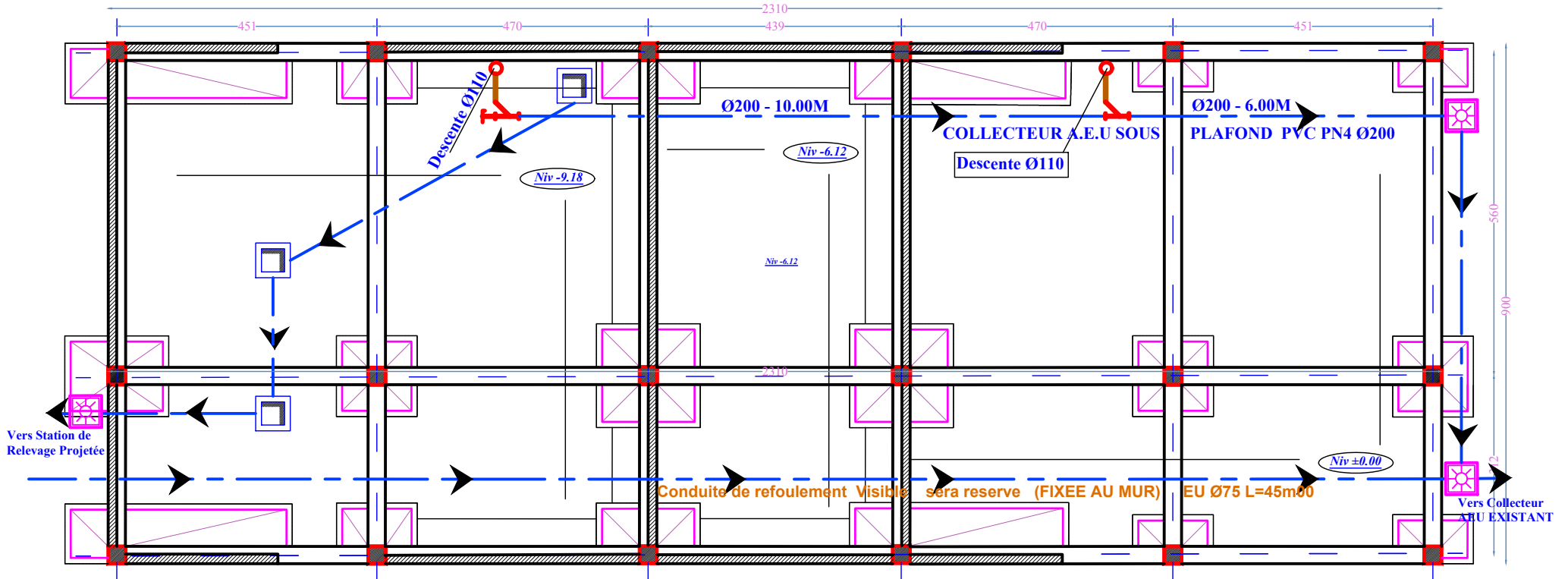
PLAN TERRASSE Ech:1/ 50



FACADE PRINCIPALE Ech:1/ 50



COUPE A-A Ech:1/50



PLAN FONDATION Ech:1/ 50