



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

Pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Matériaux et Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé à usage
d'habitation en R+7 avec sous sol**

Présenté par :

AIT MOUHOUB SOFIANE

AIT BRAHAM DYMIA

Soutenu le 17/09/2015 devant le jury composé de :

Mr CHELOUAH

Président

Mr BELHAMDI.N

Encadreur

Mr BOUZRROURA

Examineur

Remerciements

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Bejaia.

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude en, nous tenons à remercier,

Le Bon Dieu de nous avoir donné la force, le courage, la santé et la patience pour accomplir ce travail.

Merci à nos parents pour nous avoir apporté support et soutient tant psychologique que financier, pendant toute la durée de nos longues études.

Nos vifs remerciements accompagnés de toute notre gratitude vont tout d'abord à notre encadreur Mr. BELHAMDI pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail et pour les précieux conseils et orientations qu'il nous a prodigués, et pour nous avoir fait confiance durant toute cette année.

Nous remercions sincèrement les membres de jury qui ont fait l'honneur de juger ce travail.

Nos remerciements à Madame Atroune , Razik, Abderrahmane , pour leurs aide, ses précieux.

Nous ne nous permettrons surtout pas d'oublier nos amis Aimad, Kamal, Samir pour leur aide et collaborations.

Merci enfin à tous ceux que nous avons pu solliciter, sans qui ce projet ne se serait pas concrétisé et qu'il est impossible de tous les énumérer

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 1 PRESENTATION DU PROJET	2
1.1. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	2
1.2. DONNEES GEOTECHNIQUES DU SITE	2
1.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES.....	3
1.3.1. Ossature et système de contreventement.....	3
1.3.2. Les plancher.....	3
1.3.3. La maçonnerie	3
1.3.4. L'acrotère.....	3
1.4. REGLEMENT ET NORMES UTILISES.....	3
1.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX	4
1.5.1. Béton.....	4
1.5.2. Acier.....	5
1.6. ACTION [3]	6
1.6.1. Actions permanentes (G).....	6
1.6.2. Actions Variables(Q _i).....	6
1.6.3. Actions accidentelles (F _A).....	6
1.7. COMBINAISONS D'ACTIONS	6
1.7.1. Combinaisons d'action à l'ELU.....	7
1.7.2. Combinaisons d'action à l'ELS.....	8
CHAPITRE 2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.....	9
2.1. PRE DIMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS :	9
2.1.1. Plancher.....	9
2.1.2. Les escaliers :	12
2.1.3. Les voiles :	16
2.1.4. Les poutres.....	16
2.1.5. Les poteaux :	17
2.1.5.1. Evaluation des charges et surcharges	18
2.1.5.2. Descente de charges.....	20
2.1.5.3. Vérification	23
CHAPITRE 3 CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE.....	25
3.1. INTRODUCTION	25
3.2. CALCUL DES PLANCHERS.....	25
3.3. FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....	36
3.3.1. Ferrailage des poutrelles du type 1.....	36
3.4. DALLE PLEINES :	47
3.4.1. Dalle sur deux appuis	47
3.4.2. Dalle pleine sur un seul appui :	51
3.4.3. Dalle pleine sur trois appuis :	54
3.5. ETUDE DE L'ACROTERE	57

3.5.1. Hypothèse de calcul :	57
3.5.2. Evaluation des charges et surcharges :	57
3.5.3. Calcul des sollicitations :	58
3.5.4. Ferrailage de l'acrotère :	59
3.6. ETUDE DES ESCALIERS	62
3.6.1. Etude de l'escalier type 1 (à 2 volées)	62
3.6.2. Etude de l'escalier type 2	69
3.6.3. Etude de la poutre palière	75
3.7. ETUDE DE LA DALLE DE L'ASCENSEUR	78
3.7.1. Evaluation des charges et surcharges	79
3.7.2. Cas d'une charge concentrée	82
CHAPITRE 4 MODELISATION 3D DE LA STRUCTURE ET ETUDE SISMIQUE	88
4.1. INTRODUCTION	88
4.2. MODELISATION	88
4.3. METHODE DE CALCUL DES FORCES SISMIQUES:	89
4.4. DISPOSITION DES VOILES	91
4.5. VERIFICATION VIS-A-VIS DES REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES (RPA99/VERSION2003)	92
4.5.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales	92
4.5.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base	94
4.5.3. Justification de l'interaction voiles portique	98
4.5.4. Vérification de l'effort normal réduit	100
4.5.5. Justification vis à vis des déformations	100
4.5.6. Justification vis-à-vis l'effet P- Δ	101
CHAPITRE 5 ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	103
5.1. INTRODUCTION	103
5.2. ETUDE DES POTEAUX :	103
5.2.1. Recommandations du RPA	103
5.2.2. Sollicitation dans les poteaux :	105
5.2.3. Ferrailage des poteaux :	106
5.2.4. Vérification	108
5.2.5. Schéma de ferrailage des poteaux	112
5.3. ETUDE DES POUTRES :	114
5.3.1. Ferrailage :	114
5.3.2. Calcul du ferrailage des poutres	115
5.4. VERIFICATION DES ZONES NODALES	121
5.5. ETUDE DES VOILES :	122
5.5.1. Recommandations du RPA99 :	123
5.5.2. Sollicitations de calcul :	124
5.5.3. Ferrailage des voiles :	126
CHAPITRE 6 ETUDE DES FONDATIONS	132
6.1. INTRODUCTION	132
6.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION	132
6.3. VERIFICATIONS	132

6.3.1. Semelle isolée	132
6.3.2. Semelle filante	133
6.3.3. Radier générale.....	134
6.3.3.1. Définition.....	134
6.3.3.2. Pré dimensionnement.....	135
6.3.4. Etudes des nervures :.....	141
6.4. VOILES PERIPHERIQUES :	146
6.4.1. Introduction :	146
6.4.2. Dimensionnement des voiles :.....	146
6.4.3. Caractéristiques du sol :	146
6.4.4. Evaluation des charges et surcharges :	146
6.4.5. Ferrailage du voile :	147
CONCLUSION GENERALE	150
BIBLIOGRAPHIE	152

Table des figures

FIGURE 2.1 SCHEMA DE DISPOSITION DES POUTRELLES.....	10
FIGURE 2.2 : COUPE DU PLANCHER A CORPS CREUX.....	10
FIGURE 2.3 : SCHEMA D'UNE POUTRELLE.....	11
FIGURE 2.4 : DALLE SUR UN SEUL APPUI	12
FIGURE 2.5 : DALLE SUR DEUX APPUIS	12
FIGURE 2.6 :DALLE SUR TROIS APPUIS.....	12
FIGURE 2.7 : SCHEMA D'UN ESCALIER.	12
FIGURE 2.8 : VUE EN PLAN DU 1ER TYPE D'ESCALIER.	13
FIGURE 2.9 : VUE EN PLAN DU 2EME TYPE D'ESCALIER.	14
FIGURE 2.10 : VUE EN PLAN D'UN VOILE.	16
FIGURE 2.11 : SURFACE AFFERENTE DU POTEAU P1	21
FIGURE 3.1 : SCHEMAS DE FERRAILLAGE DU PLANCHER CORPS CREUX.....	46
FIGURE 3.2 : SHEMA DU FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR DEUX APPUIS.	51
FIGURE 3.3 : SCHEMA DU FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR UN SEUL APPUI.	54
FIGURE 3.4 : SHEMA DU FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.	56
FIGURE 3.5 : COUPE TRANSVERSALE DE L'ACROTERE.	57
FIGURE 3.6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE (TERRASSE INACCESSIBLE).....	62
FIGURE 3.7 : SCHEMA FERRAILLAGE D'ESCALIER TYPE 1.	69
FIGURE 3.8 : SCHEMA FERRAILLAGE D'ESCALIER TYPE 2 (VOLEE 1).....	72
FIGURE 3.9 : SCHEMA FERRAILLAGE D'ESCALIER TYPE 2 (VOLEE 2).....	75
FIGURE 3.10 : SECTION CREUSE EQUIVALENTE	76
FIGURE 3.11 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	78
FIGURE 3.12 : VUE EN PLAN DE LA CAGE D'ASCENSEUR.	79
FIGURE 3.13 : SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACT.	83
FIGURE 3.14 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR.	87
FIGURE 4.1 : MODELISATION3D DE LA STRUCTURE.	89
FIGURE 4.2 : SPECTRE DE REPONSE.	91
FIGURE 4.3 : DISPOSITION DES VOILES.	91
FIGURE 4.4 : 1 ^{ER} MODE DE VIBRATION T= 0.62 s.....	93
FIGURE 4.5 : 2 ^{EME} MODE DE VIBRATION T= 0.54 s.	94
FIGURE 4.6 : 3 ^{EME} MODE DE VIBRATION T= 0.49 s.	94
FIGURE 5.1: ZONE NODALE	104
FIGURE 5.2 : SECTION DROITE D'UN POTEAU.	110
FIGURE 5.3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX SOUS SOL ET RDC.....	112
FIGURE 5.4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX 1 ^{ER} ET 2 ^{EME} ETAGE	112
FIGURE 5.5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX 3 ^{EME} ET 4 ^{EME} ETAGES	113
FIGURE 5.6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX 5 ^{EME} ET 6 ^{EME} ETAGES	113
FIGURE 5.7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU POTEAU 7 ^{EME} ETAGE.	113
FIGURE 5.8 : DISPOSITIONS CONSTRUCTIVE DES ARMATURES DES POUTRES.	120
FIGURE 5.9 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES.	120
FIGURE 5.10 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES SECONDAIRE.	120
FIGURE 5.11 : DISPOSITION DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES.	123

FIGURE 5.12 : SCHEMA D'UN VOILE PLEINE	126
FIGURE 5.13 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU VOILE Vy2 AU NIVEAU DU 1^{ER} ETAGE	131
FIGURE 6.1 : SCHEMA D'UNE SEMELLE ISOLEE.....	133
FIGURE 6.2 : SEMELLE FILANTE.	134
FIGURE 6.3 : SCHEMA DU POINÇONNEMENT.	136
FIGURE 6.4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DU RADIER.....	140
FIGURE 6.5 : SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE DANS LE SENS XX.	142
FIGURE 6.6 : SCHEMA STATIQUE DE LA NERVURE DANS LE SENS YY.	142
FIGURE 6.7 : SECTION A FERRAILLER	143
FIGURE 6.9 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES SENS XX	145
FIGURE 6.8: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES NERVURES SENS YY	145
FIGURE 6.10 : SCHEMA FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.	149

Liste des Tableaux

TABLEAU 1.1 : LES VALEURS DE Ψ	7
TABLEAU 2.1 : CARACTERISTIQUE D'ESCALIER DU SOUS SOL.....	15
TABLEAU 2.2: EVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE.	18
TABLEAU 2.3: EVALUATION DES CHARGES DANS LE PLANCHER ETAGE COURANT, RDC, ET ENTRE SOL.	18
TABLEAU 2.4 : EVALUATION DES CHARGES DES MURS EXTERIEURES	18
TABLEAU 2.5 : EVALUATION DES CHARGES DE LA VOLEE	19
TABLEAU 2.6 : EVALUATION DES CHARGES DU PALIER	19
TABLEAU 2.7 : EVALUATION DES CHARGES DE LA VOLEE	19
TABLEAU 2.8 : EVALUATION DES CHARGES DE LA VOLEE	20
TABLEAU 2.9 : EVALUATION DES CHARGES DU PALIER	20
TABLEAU 2.10 : DESCENTE DE CHARGES DU POTEAU P1.....	21
TABLEAU 2.11 : VERIFICATION AU FLAMBEMENT	24
TABLEAU 3.1 : SCHEMA STATIQUE POUR LE CALCUL DES POUTRELLES.	25
TABLEAU 3.2 : CHARGE REVENANT AUX POUTRELLES.	26
TABLEAU 3.3 : CHARGE REVENANT AUX POUTRELLES.	29
TABLEAU 3.4 : SOLLICITATIONS A L'ELU DES POUTRELLES DU PLANCHER TERRASSE INCESSIBLE.	32
TABLEAU 3.5 : SOLLICITATIONS A L'ELS DES POUTRELLES DU PLANCHER TERRASSE INCESSIBLE	33
TABLEAU 3.6 : SOLLICITATIONS A L'ELU DES POUTRELLES DU 6 ^{EME} PLANCHER.....	33
TABLEAU 3.7: SOLLICITATIONS A L'ELS DES POUTRELLES DU 6EME PLANCHER	34
TABLEAU 3.8: SOLLICITATIONS A L'ELU DES POUTRELLES DES PLANCHERS (DU 5 ^{EME} AU RDC)	34
TABLEAU 3.9 : SOLLICITATIONS A L'ELS DES POUTRELLES DES PLANCHERS (DU 5EME AU RDC)	34
TABLEAU 3.10 : SOLLICITATIONS A L'ELU DES POUTRELLES DU S/SOL.....	35
TABLEAU 3.11 : SOLLICITATIONS A L'ELS DES POUTRELLES DU S/SOL.....	35
TABLEAU 3.12 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES.	43
TABLEAU 3.13 : CHOIX DES BARRES DE FERRAILLAGE ET VERIFICATION AU CISAILLEMENT (A L'ELU).	44
TABLEAU 3.14 : VERIFICATION DES ETATS LIMITE DE COMPRESSION DU BETON (A L'ELS).....	44
TABLEAU 3.15 : VERIFICATION DES ETATS LIMITE DE DEFORMATION.....	44
TABLEAU 3.16 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES	45
TABLEAU 3.17 : FERRAILLAGE DE LA DALLE.....	52
TABLEAU 3.18 : FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.	55
TABLEAU 3.19 : CONTRAINTE DANS LE BETON DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.	56
TABLEAU 3.20 : CHARGE PERMANENTE REVENANT A L'ACROTERE :	57
TABLEAU 3.21 : COMBINAISONS DE CALCUL.	58
TABLEAU 3.22 : RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE.	64
TABLEAU 3.23 : LES SOLLICITATIONS D'ESCALIER (VOLEE 1).....	70
TABLEAU 3.24 : RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE (VOLEE 1).....	70
TABLEAU 3.25 : LA CONTRAINTE DE COMPRESSION DU BETON.....	71
TABLEAU 3.26 : LES SOLLICITATIONS D'ESCALIER (VOLEE 2)	72
TABLEAU 3.27 : RESUME DES RESULTATS DE FERRAILLAGE (VOLEE 2).....	73
TABLEAU 3.28 : FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS CHARGEMENT UNIFORMEMENT REPARTIS.	80
TABLEAU 3.29 : FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS CHARGE CONCENTREE.....	84
TABLEAU 4.1 : PERIODE DE VIBRATION ET TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE.....	92

TABLEAU 4.2 : VALEUR DES PENALITES PO	95
TABLEAU 4.3 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUE	98
TABLEAU 4.4 : RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES VERTICALES	98
TABLEAU 4.5 : RESULTATS DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALE	99
TABLEAU 4.6 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	100
TABLEAU 4.7 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS	101
TABLEAU 4.8 : VERIFICATION A L'EFFET P- Δ	102
5.1 : ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES DANS LES POTEAUX EXIGES PAR LE RPA	104
TABLEAU 5.2 : SOLLICITATION DANS LES POTEAUX	105
TABLEAU 5.3 : ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES DANS LES POTEAUX	107
TABLEAU 5.4 : LES ARMATURES TRANSVERSALES ADOPTEES POUR LES POTEAUX	108
5.5 : VERIFICATION AU FLAMBEMENT DES POTEAUX	109
TABLEAU 5.6:VERIFICATION DES CONTRAINTES	110
TABLEAU 5.7 : VERIFICATION AUX SOLLICITATIONS TANGENTIELLES	111
TABLEAU 5.8 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION DU BETON	119
TABLEAU 5.9 : MOMENT RESISTANT DANS LES POTEAUX	121
TABLEAU 5.10 : MOMENT RESISTANT DANS LES POUTRES	122
TABLEAU 5.11 : SOLLICITATION MAXIMALE DANS LE VOILE Vx1 = 2.2 M	124
TABLEAU 5.12 : SOLLICITATION MAXIMALE DANS LE VOILE Vx2 = 1.00M	124
TABLEAU 5.13 : SOLLICITATION MAXIMALE DANS LE VOILE Vy1 = 3.35M	125
TABLEAU 5.14 : SOLLICITATION MAXIMALE DANS LE VOILE Vy2 = 3.00M	125
TABLEAU 5.15 : SOLLICITATION MAXIMALE DANS LE VOILE Vy3 = 1.7M	125
TABLEAU 5.16 : FERRAILLAGE DU VOILE Vx1	127
TABLEAU 5.17 : FERRAILLAGE DU VOILE Vx2	128
TABLEAU 5.18 : FERRAILLAGE DU VOILE Vy1	129
TABLEAU 5.19 : FERRAILLAGE DU VOILE Vy2	129
TABLEAU 5.20 : FERRAILLAGE DU VOILE Vy3	130
TABLEAU 6.1: FERRAILLAGE DU RADIER	139
TABLEAU 6.2 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DU RADIER	140
TABLEAU 6.3 : SOLLICITATIONS DE LA NERVURE DANS LE SENS LONGITUDINAL	142
TABLEAU 6.4 : SOLLICITATIONS DE LA NERVURE DANS LE SENS TRANSVERSAL	143
TABLEAU 6.5 : RESUME DES RESULTATS	143
TABLEAU 6.6 : VERIFICATION DES CONTRAINTES	144
TABLEAU 6.7 : FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE	148
TABLEAU 6.8 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DAN LE VOILE PERIPHERIQUE	149

Introduction générale.

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

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, nous avons étudié un bâtiment en R+7 avec sous sol en béton armé, nous avons structuré cette étude en six chapitres comme suit :

Le premier chapitre donne la présentation de la structure ainsi quelque matériaux utilisés (béton et acier).

Le deuxième chapitre concerne le pré dimensionnement des éléments de la structure.

Au chapitre trois, il s'agit de l'étude des éléments secondaires ; ainsi que leurs calculs et leurs ferrailages.

Au quatrième chapitre on va procéder a l'étude dynamique de la structure. Cette dernière sera modélisée par le logiciel SAP2000 et une disposition optimale des voiles sera adoptée.

Dans le chapitre Cinq les sollicitations les plus défavorables seront tirées depuis le model réalise avec le SAP2000 puis on va ferrailer les éléments structuraux avec les combinaisons les plus défavorables.

En fin nous procéderons à l'étude des fondations pour choisir le type qui convient à notre structure.

Nous terminons enfin, par une conclusion générale.

Chapitre 1 Présentation du projet

1.1. Description de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé de neuf niveaux (RDC+7 + sous sol) de forme irrégulière, faisant partie d'un ensemble de bâtiments promotionnels (promotion RAYMANE) destiné à usage d'habitation.

Son implantation est prévue au lieu dit IBOURASSEN dans la commune de Oued ghir (BEJAIA) qui d'après les règlements parasismiques Algérien 99 version 2003 est classée en zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Les dimensions du bâtiment sont données comme suit :

- La hauteur totale de la superstructure est de 24.48m
- La hauteur des étages est de 3.06m
- La hauteur du sous sol est de 3.60m
- Une longueur de 20.96m et une largeur de 17.67m

1.2. Données géotechniques du site

L'assiette devrait recevoir le surnommé ouvrage est de pente moyenne

A la demande du maître d'ouvrage une étude géotechnique du site a été effectuée par SNC BOUNIA et frères où il a été conclu

- Le sous-sol du site est constitué par des :

- ✓ Eboulis à blocs gréseux à matrice argileuse
- ✓ Marne argileuse gravello-callouteuses avec passages de bloc gréseux
- ✓ Grés associées avec des marnes schisteuses

Les caractéristiques géotechniques à prendre en compte sont

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : $\sigma_{adm} = 1.8$ bars (à 1.8m de profondeur avec

$$\gamma_h = 2.06 \text{ t/m}^3$$

$$\varphi = 15^\circ \text{ à } 20^\circ$$

$$Cu = 0.25 \text{ à } 0.5 \text{ bars.}$$

- Les analyses chimiques indiquent que les sol ne sont pas agressifs pour l'infrastructure.

1.3. Caractéristiques structurelles

1.3.1. Ossature et système de contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application RPA99/2003. Etant donné que la hauteur de l'ouvrage dépasse 14m, seul deux systèmes de contreventement sont applicables pour celui-ci (Article 3.4.A) du RPA99 à savoir :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portique avec justification d'interaction portiques-voiles.
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système.

1.3.2. Les plancher

Les plancher seront semi-préfabriqués en corps creux, avec une dalle de compression armé d'un treillis soudé. Certains balcons ainsi que la dalle de la cage d'ascenseur seront en dalle pleine.

1.3.3. La maçonnerie

- Les murs extérieurs en doubles cloisons de briques creuses de 15+10cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs (cloisons de séparation) en simple parois réalisée en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

1.3.4. L'acrotère

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse. Dans notre projet on a un seul type d'acrotère celui de terrasse inaccessible.

1.4. Règlement et normes utilisés

- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), [1]
- Règle BAEL 91 modifiées 99 (béton armé aux états limites). [2]

- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charge d'exploitations [3]
- Règle parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003). [4]
- DTR BC 2.33.1 .Règle de calcul des fondations superficielles [5]

1.5. Caractéristiques des matériaux

1.5.1. Béton

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression ;
- Une souplesse d'utilisation ;
- Un entretien facile ;
- Une bonne résistance aux feux ;
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

Résistance caractéristique

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25MPa prévue à 28j, et par conséquent :

$$F_{t28}=0.6+0.06f_{c28}=2.1\text{MPa}.$$

Contraintes limites

1. à L'ELU : est notée f_{bu} tel que : $f_{bu} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28}$

Avec : $\gamma_b = 1.15$ en cas de situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.5$ en cas de situation durable ou transitoire.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

2. ELS : est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Module de déformation longitudinale du béton

Il existe deux modules de déformation déterminés.

1. Le module de déformation instantanée:

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

$$E_{ij}=1100 \sqrt[3]{f_{c_j}} \Rightarrow E_{j28}=32164.2\text{MPa}$$

2. Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \rightarrow E_{v28} = 10721.4 \text{ MPa}$$

- Coefficient de poisson

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

L'ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations

L'ELS : $\nu = 0.2$ calcul des déformations

1.5.2. Acier

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier. Son rôle est de reprendre les efforts de traction.

On utilisera trois types d'armatures :

- Haute adhérence de nuance Fe400 pour les armatures longitudinales et transversales des éléments structuraux.
- Treillis soudés de nuance Fe500 pour dans la dalle de compression des poutrelles.
- Rond lisse de nuance Fe235 pour les armatures transversales des poutrelles.

L'ELU : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

f_e : contrainte limite élastique.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles

L'ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma} = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}\right]$ MPa

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma} = \min\left[\frac{1}{2} \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}\right]$ MPa

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

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

1.6. Action [3]

Les actions sont les forces et les couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées, on distingue trois catégories d'actions :

1.6.1. Actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure ;
- Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes ;
- Le poids de poussées des terres et des liquides ;
- Les déformations imposées à la structure ;

1.6.2. Actions Variables(Q_i)

Les actions variables ont une intensité qui varie constamment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations ;
- Les charges climatiques (neige et vent) ;
- Les effets thermiques ;

1.6.3. Actions accidentelles (F_A)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, on peut citer :

- Les feux ;
- Les séismes ;
- Les explosions ;
- Les chocs.

1.7. Combinaisons d'actions

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

Dans ce qui suit on désigne par :

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

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

Q_1 : action variable de base.

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

1.7.1. Combinaisons d'action à l'ELU

❖ Situations durables ou transitoires :

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

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i \quad [1] \text{ (Article A.3.3.2.1)}$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments a usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

γ_{Q1} : vaut 1.5 en général et 1.35 dans les cas suivants :

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

❖ Situation accidentelle :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \Psi_{2i} Q_i \quad [1] \text{ (Article A.3.3.2.2)}$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

Tableau 1.1 : Les valeurs de Ψ

Nature des charges		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Vent		0.77	0.2	0
Neige pour une altitude	$\leq 500\text{m}$	0.77	0.15	0.1
	$> 500\text{m}$	0.77	0.3	0.1
Température		0.6	0.5	0

0,15 Si l'action d'accompagnement est la neige.

0,50 Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.

0,20 Si l'action d'accompagnement est le vent.

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

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

Dans le cas de portiques autostables, la première combinaison est remplacée par $G+Q\pm 1.2E$

1.7.2. Combinaisons d'action à L'ELS

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i \quad [1] \text{ (Article A.3.3.2.2)}$$

$\psi_{0i} = 0,6$ Pour l'effet de la température.

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

2.1. Pré dimensionnements des éléments :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (Poteaux, Poutres...) soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnement de la structure est fait conformément aux documents techniques réglementaires (CBA93 et RPA 99 version 2003, ets).

2.1.1. Plancher

Dans une construction, le plancher est une structure horizontale. Il permet une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. On distingue deux type de plancher :

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine.

a)plancher a corps creux :

La hauteur du plancher h_t doit vérifier la condition de la flèche suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad [1] \text{ CBA (article B.6.8.4.2.4).}$$

L_{\max} : La portée max entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

Le choix de sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivant :

- Le critère de la plus petite portée ;
- Le critère de continuité.

➤ **Les poutrelles :**

D'une manière générale, une poutrelle désigne une petite poutre préfabriquée ou coulée sur place en béton armé ou précontrainte. Elle est caractérisée par sa faible section et se calcule comme des sections en T.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$$

b_0 : Largeur de la nervure.

L_x : Distance entre nus des deux poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

On a : $L_x = 55 \text{ cm}$, $L_y = 295 \text{ cm}$.

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{295}{10} \right)$$

$$\rightarrow b_1 \leq \min (27.5 \text{ cm}; 29.5 \text{ cm})$$

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

$$b_0 = (0.4; 0.6) \times h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}.$$

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

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}.$$

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

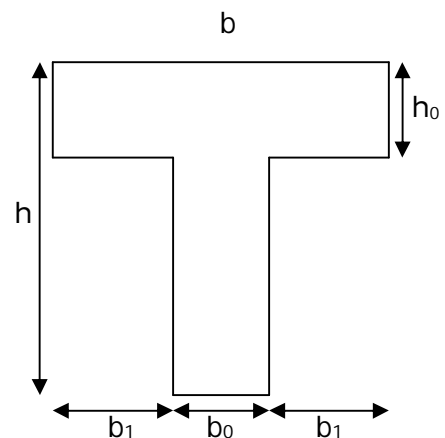


Figure 2.3 : Schéma d'une poutrelle

a) plancher à dalle pleine :

✓ Critère de résistance à la flexion

$$e \geq \frac{Lx}{20} \quad \rightarrow \text{pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30} \quad \rightarrow \text{pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \quad \rightarrow \text{pour une dalle sur trois ou quatre appuis.}$$

✓ Critère de résistance au feu

$$e \geq 7 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{pour une heure de coupe feu.}$$

$$e \geq 11 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{pour deux heures de coupe feu.}$$

✓ Critère d'isolation phonique

$$e \geq 13 \text{ cm}$$

Pour notre cas on a trois types de dalles pleines :

1) Dalle pleine sur un seul appui

$$L_x = 155\text{cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20}; \quad e \geq \frac{155}{20} \Rightarrow e \geq 7.75\text{cm}$$

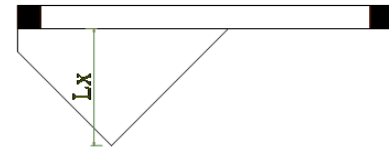


Figure 2.4 : Dalle sur un seul appui

On prend $e = 14\text{cm}$ pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu $> 2\text{heures}$.

2) Dalle pleine sur deux appuis

$$L_x = 150\text{cm}$$

$$L_y = 276\text{cm}$$

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \Rightarrow 4.28\text{cm} \leq e \leq 5\text{cm}$$

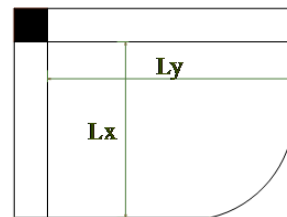


Figure 2.5 : Dalle sur deux appuis

On adopte pour $e = 14\text{cm}$

3) Dalle pleine sur trois appuis

$$L_x = 150\text{cm}$$

$$L_y = 370\text{cm}$$

$$\frac{150}{50} \leq e \leq \frac{150}{40} \Rightarrow 3\text{cm} \leq e \leq 3.75\text{cm}$$

On adopte pour $e = 14\text{cm}$

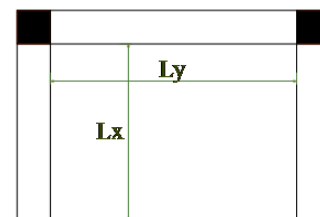


Figure 2.6 : Dalle sur trois appuis

2.1.2. Les escaliers :

L'escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, permettant de passer d'un niveau à un autre. Il est réalisé en béton armé ou on bois. Les différents éléments constituant un escalier sont :

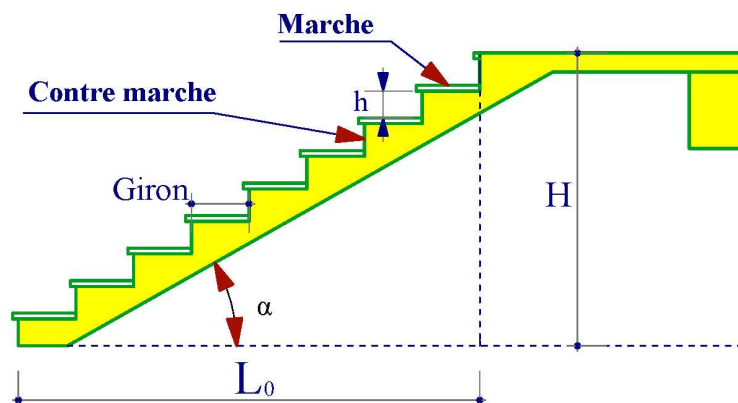


Figure 2.7 : Schéma d'un escalier.

Dans notre projet on a deux types d'escaliers : escalier en béton armé et en bois (pour le duplexe)

Escalier en béton armé a deux volées.

Pour dimensionner les marches (h) et les contre marches (g) on utilise la relation de BLONDEL : $59\text{cm} \leq 2h+g \leq 64\text{cm}$.

$$\text{On a } g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

H : hauteur de la volée.

L_0 : longueur projeté de la volée.

Avec n-1 : nombre de marche ;

N : nombre de contre marche.

1^{er} type : deux volées (escalier des étages RDC jusqu'au 6^{eme} étage)

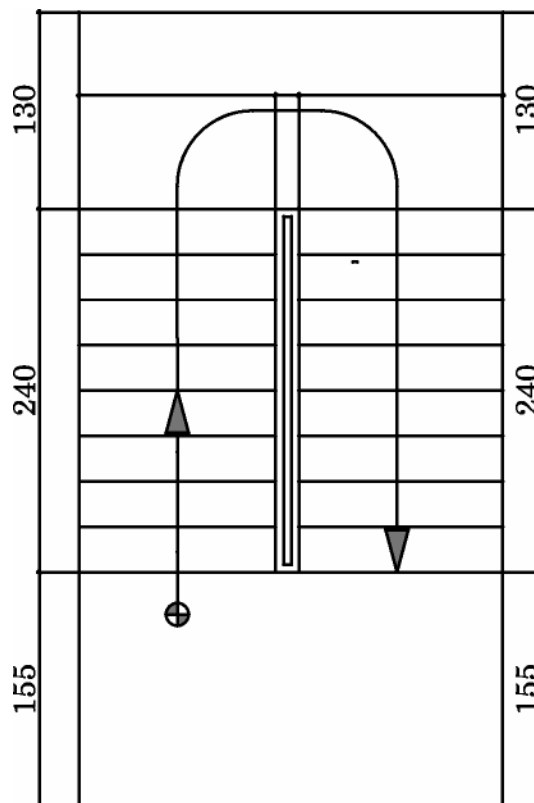


Figure 2.8 : Vue en plan du 1er type d'escalier.

Calcul du nombre de marche (n-1) et de contre marche (n)

$$H = 1.53\text{m}$$

$$L_0 = 2.4\text{m}$$

$$\alpha = 35.52^\circ.$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0n + 2H) = 0 \text{ après résolution, on trouve : } n = 9$$

Ce qui donne le nombre de marche $n-1 = 8$

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \quad ; \quad g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

Epaisseur de la paillasse

$$l = 4.39\text{m}$$

$$\frac{1}{30} \leq e \leq \frac{1}{20} \Rightarrow \frac{439}{30} \leq e \leq \frac{439}{20} \Rightarrow 17.5 \leq e \leq 26.5$$

$e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu, on prend $e = 20\text{cm}$

2^{eme} type : deux volées (escalier du sous sol)

En un le même type que les autres niveaux mais la différence dans la hauteur des marche et l'inclinaison.

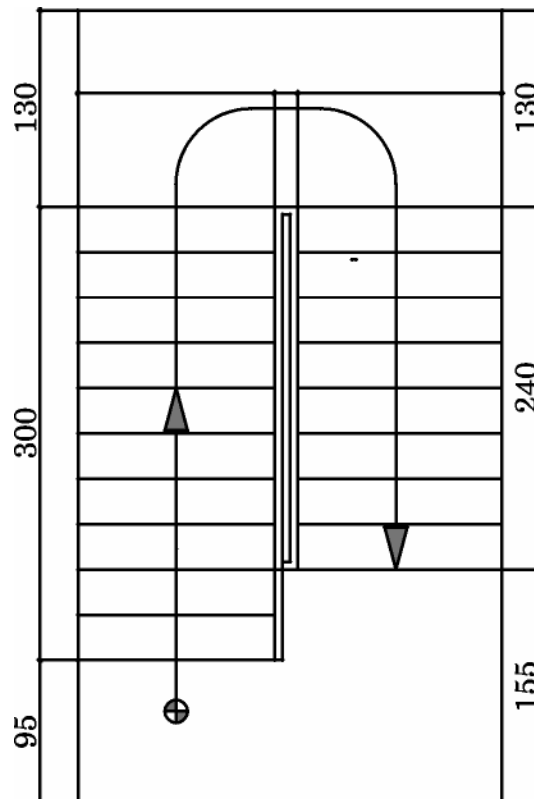


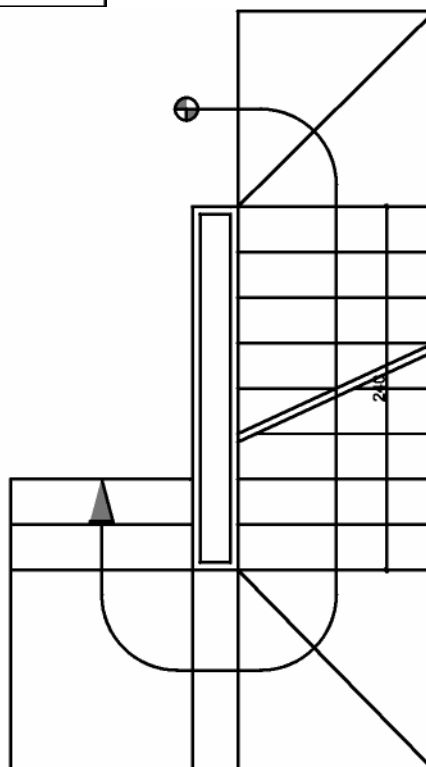
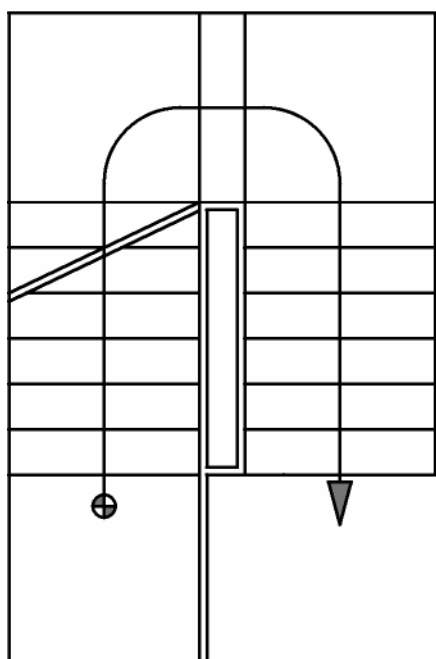
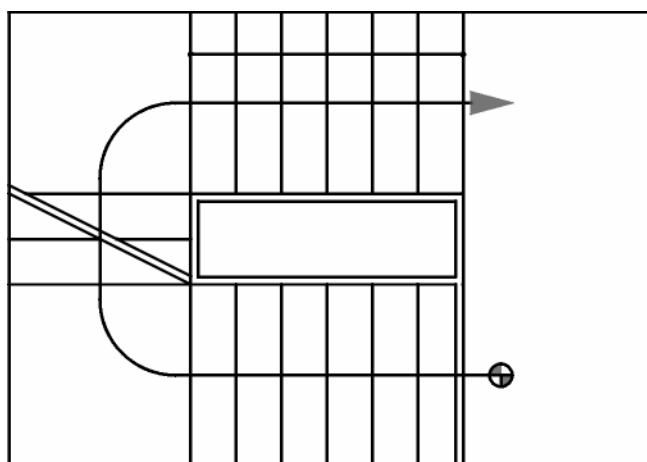
Figure 2.9 : Vue en plan du 2^{eme} type d'escalier.

Tableau 2.1 : Caractéristique d'escalier du Sous sol

H _{étage}	Volée	H ₀ (m)	L ₀ (m)	Inclinaison α (°)	N ^{bre} de contremarche n	h (cm)	g(cm)	Epaisseur
3.60	1	1.98	3.00	33.42	11	0.18	0.30	15
	2	1.62	2.40	34.02	9			15

Les escaliers en bois :

Ce type d'escalier est prévu au 5^{ème} étage (duplexe)



2.1.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA 99/2003 suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$
- $e \geq h_e / 20$ RPA99 (article 7.7.1)
- $L \geq 4e$

e : épaisseur du voile

L : longueur du voile

h_e : hauteur libre d'étage.

$$e \geq \max \left[\frac{340}{20}; 15 \text{ cm} \right] \text{ Pour Sous sol}$$

$$e \geq \max \left[\frac{286}{20}; 15 \text{ cm} \right] \text{ Pour les autres étages.}$$

- $e \geq 17 \text{ cm}$
- $e \geq 14.3 \text{ cm}$

On opte pour $e = 20 \text{ cm}$ et $L \geq 80 \text{ cm}$ pour le S/SOL

$e = 15 \text{ cm}$ et $L \geq 60 \text{ cm}$ pour les autres niveaux

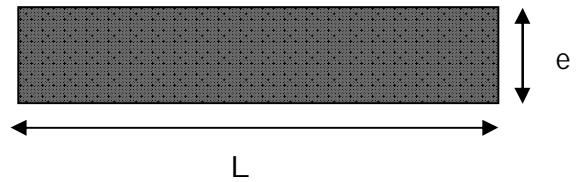


Figure 2.10 : Vue en plan d'un voile.

2.1.4. Les poutres

Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche qui est la suivante :

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

L_{\max} ; Longueur max entre nus d'appuis

- **Les poutres principales** : Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.
 $L_{\max} = 5.25 \text{ m} \Rightarrow 35 \text{ cm} \leq h \leq 52.5 \text{ cm}$

Soit $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

- **Vérifications aux exigences du RPA**

Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre

$$\begin{cases} b = 30\text{cm} > 20\text{ cm} \\ h = 40\text{cm} > 30\text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \end{cases}$$

- **Les poutres secondaires** : Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$L_{\max} = 4.15\text{ m} \Rightarrow 27.66\text{cm} \leq h \leq 41.5\text{ cm}$$

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

Les exigences du RPA citées au paravent sont vérifiées.

2.1.5. Les poteaux :

Sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, ont pour rôle de transmettre les charges de la super structure vers l'infrastructure (fondation). Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivant :

- Critère de résistance ;
- Critère de stabilité de forme.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/2003 (Article 7.4.1) suivantes :

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{ cm}.$
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e/20.$
- $\frac{1}{4} < b_1/h_1 < 4.$

2.1.5.1. Evaluation des charges et surcharges

Charges permanentes

Terrasse inaccessible

Tableau 2.2: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

Désignation des éléments		e(m)	Poids (KN/m ²)
Complexe d'étanchéité	Gravillon de protection	0.050	1
	Multicouche d'étanchéité	0.020	0.12
	Isolation thermique	0.040	0.16
Forme de pente		0.1	2.2
Plancher à corps creux (16+4)		0.20	2.85
Enduit en plâtre		0.02	0.2

La charge permanente totale pour le plancher terrasse inaccessible à corps creux est :
 $G = 6.53 \text{ KN/m}^2$

Etage courant

Tableau 2.3: Evaluation des charges dans le plancher étage courant, RDC, et entre sol.

Désignation des éléments		e(m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation		0.100	1
Carrelage		0.020	0.40
Mortier de pose		0.020	0.40
Lit de sable		0.020	0.36
Plancher	corps creux (16+4)	0.20	2.85
	Dalle pleine	0.14	3.5
Enduit en plâtre		0.02	0.20

La charge permanente totale pour le plancher étage courant à corps creux est :
 $G = 5.21 \text{ KN/m}^2$

La charge permanente totale pour le plancher étage courant à dalle pleine est :
 $G = 5.86 \text{ KN/m}^2$

Murs extérieurs (doubles parois en briques creuses)

Tableau 2.4 : Evaluation des charges des murs extérieures

Désignation des éléments	e(m)	Poids (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	0.20
Briques creuses	0.15	1.35
Lame d'air	0.05	0.00
Briques creuses	0.10	0.90
Enduit de ciment	0.02	0.36

La charge permanente totale est : $G = 2.81 \text{ KN/m}^2$

Les escaliers

Type 1

- ❖ La volée

Tableau 2.5 : Evaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	e(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement Horizontal	0.02	0.40
Revêtement vertical	0.02	0.22
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Marche	0.17/2	1.87
Paillasse	0.20/(cos 32.52)	5.93
Enduit en plâtre	0.02/(cos32.52)	0.24

La charge permanente totale est $G=9.42 \text{ KN/m}^2$

- ❖ Le palier

Tableau 2.6 : Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	e(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle en béton armé	0.20	5
Enduit en plâtre	0.02	0.20

La charge permanente totale est $G=6.36 \text{ KN/m}^2$

Type 2

- ❖ La volée 1

Tableau 2.7 : Evaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	e(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement Horizontal	0.02	0.40
Revêtement vertical	0.02	0.22
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Marche	0.17/2	1.87
Paillasse	0.2/(cos 33.42) ?	5.99
Enduit en plâtre	0.02/(cos33.42) ?	0.24

La charge permanente totale est $G= 9.48\text{KN/m}^2$

❖ La volée 2

Tableau 2.8 : Evaluation des charges de la volée

Désignation des éléments	e(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement Horizontal	0.02	0.40
Revêtement vertical	0.02	0.22
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Marche	0.18/2	2.25
Paillasse	0.20/(cos 34.01)	6.03
Enduit en plâtre	0.02/(cos34.01)	0.24

La charge permanente totale est $G = 9.90 \text{ KN/m}^2$

❖ Le palier

Tableau 2.9 : Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	e(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle en béton armé	0.2	5
Enduit en plâtre	0.02	0.20

La charge permanente totale est $G = 6.36 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitations

La charge d'exploitation à prendre pour la terrasse inaccessible est de $Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre pour l'étage courant est de $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre pour le Sous sol est de $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est de $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$.

La charge d'exploitation des escaliers est de $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

2.1.5.2. Descente de charges

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

- la loi de dégression des charges d'exploitation :

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

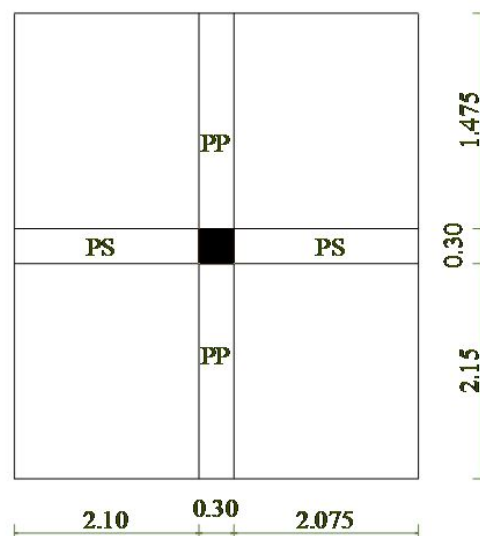
Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse :..... Q_0 .
- Sous le dernier étage :..... $Q_0+ Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.95 (Q_1+ Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur :..... $Q_0+0.90 (Q_1+ Q_2+ Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$:..... $Q_0+(3+n/2n) \times (Q_1+ Q_2+ Q_3+ \dots + Q_n)$.

o Poteau P1

La surface afférente pour la charge permanente

$S = 15,13m^2$



Les résultats de la descente des charges du poteau sont dans le tableau suivant :

Figure 2.11 : Surface afférente du poteau P1

Tableau 2.10 : descente de charges du poteau p1

Niveau	Désignation	G [KN]	G cumulée [KN]	Q [KN]	Q cumulée [KN]	$Nu=1.35Gc+1.5Qc$	$Nu^* = 1.1Nu$
N1	Plancher terrasse inaccessible	98.8	132.86	15.13	15.13	202.06	222.27
	Poutres	21.83					
	Poteaux	12.24					
N2	Venant de N1	132.86	228.83	18.06	33.19	358.71	394.58
	Plancher étage courant	62.73					
	Poutres	21.83					
	Poteaux	12.24					

N3	Venant de N2	228.83	341.73	22.70	53.85	542.11	596.32
	Plancher étage courant	78.83					
	Poutres	21.83					
	Poteaux	12.24					
N4	Venant de N3	341.73	457.88	22.70	72.24	726.50	799.15
	Plancher étage courant	78.83					
	Poutres	21.83					
	Poteaux	15.49					
N5	Venant de N4	457.88	574.03	22.70	88.37	907.50	998.25
	Plancher étage courant	78.83					
	Poutres	21.83					
	Poteaux	15.49					
N6	Venant de N5	574.03	693.82	22.70	102.22	1089.99	1198.99
	Plancher étage courant	78.83					
	Poutres	21.83					
	Poteaux	19.13					
N7	Venant de N6	693.82	813.61	22.70	113.80	1269.07	1395.98
	Plancher étage courant	78.83					
	Poutres	21.83					
	Poteaux	19.13					
N8	Venant de N7	813.61	941.50	22.70	125.32	1459.01	1604.91
	Plancher RDC	78.83					
	Poutres	21.83					
	Poteaux	23.14					
N9	Venant de N8	941.50	1069.39	37.83	147.19	1664.46	1830.91
	Plancher Sous Sol	78.83					
	Poutres	21.83					
	Poteaux	27.23					

En conclu pour le poteau P1

$$G_{\text{totale}} = 1069.39 \text{ KN}, Q_{\text{totale}} = 147.19 \text{ KN}, Nu=1664.46 \text{ KN}$$

D'où :

D'après le CBA93 (Article B.8.11) l'effort normale du poteau P1 doit être majoré de 10%.

$$\text{On aura donc : } Nu^* = 1.1 \times Nu \Rightarrow Nu^* = 1830.91 \text{ KN}$$

2.1.5.3. Vérification

▪ Compression simple

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = Nu^*/B \leq \sigma_{bc} = 0.85 \times f_{c28} / 1.5 = 14.2 \text{ MPa}$$

B : section du béton

$$B \geq Nu^*/\sigma_{bc} \Rightarrow B=0.129 \text{ m}^2$$

On a $B = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2$. $B = 0.25 \geq 0.129 \text{ m}^2$. Condition vérifiée.

▪ Vérification au flambement

D'après le CBA 93(Article B.8.2.1), on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite de poteau $\rightarrow B_r = (b-2) \times (h-2)$.

A_s : Section des armatures calculées

α : Coefficient en fonction de l'élanement tel que :

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton=1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier=1.15

l_f : Longueur de flambement : $l_f = (0.7 \times l_0)$

i : Rayon de giration définit par : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

λ est définie comme suite : $\lambda = l_f / i$

I : Moment d'inertie : $I = b^3 \times h / 12$

L_0 : Longueur du poteau.

$A_s \geq 0.8\% \times B_r$ on prend $A_s = 1\% \times B_r$ [4] (Article 7.4.2.1)

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement

Tableau 2.11 : vérification au flambement

Poteaux	Sous sol	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	duplexe
Nu* (KN)	1830.71	1604.91	1395.98	998.25	596.32	222.27
B (m ²)	0.303	0.303	0.250	0.203	0.160	0.160
l_0 (m)	3.60	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
l_f (m)	2.520	2.142	2.142	2.142	2.142	2.142
$I \times 10^{-3}$	7.625	7.625	5.208	3.417	2.133	2.133
i (m ³)	0.159	0.150	0.144	0.129	0.115	0.115
λ	15.849	14.280	14.875	16.605	18.626	18.626
α	0.817	0.823	0.820	0.813	0.804	0.804
$B_{r\ adp}$ (m ²)	0.281	0.281	0.230	0.185	0.144	0.144
B_{rcal} (m ²)	0.103	0.090	0.078	0.057	0.034	0.013

On remarque que $B_{r\ adp} \geq B_{rcal}$ donc n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

Les dimensions des poteaux

- o Sous Sol et RDC poteaux (55.55) cm²
- o 1 et 2 étage poteaux (50.50) cm²
- o 3 et 4 étage poteaux (45.45) cm²
- o 5 et 6 étage poteaux (40.40) cm²
- o duplex poteaux (40.40) cm²

Chapitre 3 Calcul des éléments secondaire


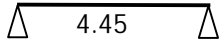


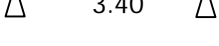
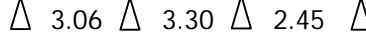
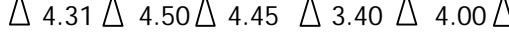
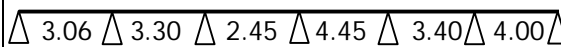
3.1. Introduction

Les éléments secondaires sont les éléments qui ne font pas partie du système de contreventement, leur calcul se fait généralement sous actions permanentes et surcharges d'exploitations, cependant ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique. En cite les planchers, les escaliers, l'acrotère.

3.2. Calcul des planchers

Pour les plancher à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

Tableau 3.1 : Schéma statique pour le calcul des poutrelles.

Poutrelles	Schéma statique
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	
Type5	
Type6	
Type7	
Type8	

- Calcul des charges revenant aux poutrelles

$$L'ELU : P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \text{ et } q_u = 0.65 \times P_u$$

$$L'ELS : P_s = G + Q \text{ et } q_s = 0.65 \times P_s$$

Tableau 3.2 : Charge revenant aux poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN/ml)	P _s (KN/m ²)	q _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.53	1	10.31	6.70	7.53	4.89
Etage courant	5.21	1.5	9.28	6.03	6.71	4.36
Sous sol	5.21	2.5	10.78	7.00	7.71	5.0

a) Calcul des sollicitations maximales

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple comme des poutres continues. Dans notre cas pour le calcul des sollicitations on applique la méthode forfaitaire (BAEL91), On Exposera un exemple de calcul, soit le type du plancher étage courant et les autre seront illustrée dans un tableau récapitulatif.

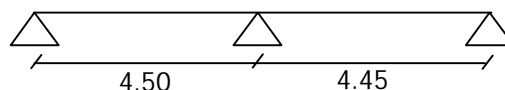
Vérification des conditions de la méthode forfaitaire

- Plancher a surcharges modérées : $Q \leq \min(2G ; 5) \text{KN/m}^2 \Rightarrow Q \leq \min (10.42 ; 5)$

Q = 5 KN/m² vérifié.

- Le rapport entre deux travée successives $0.8 \leq l_i / l_{i+1} \leq 1.25$
 $4.5/4.45 = 0.98 \Rightarrow 0.8 \leq 0.98 \leq 1.25$ vérifié.
- Le moment d’inertie est constant sur tout le long de la travée \Rightarrow vérifié.
- Fissuration peu nuisible \Rightarrow vérifié.

- ◆ Poutrelles type 1 du Plancher étage courant :



- **Calcul à l'ELU**

Les moments isostatiques : $M_0 = q_u l^2 / 8$

Travée A-B : $M_0 = q_u l_{AB}^2 / 8 = \frac{6.03 \times 4.5^2}{8} = 15.26 \text{ KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = q_u l_{AB}^2 / 8 = \frac{4.36 \times 4.45^2}{8} = 14.92 \text{ KN.m}$

Les moments aux appuis

$M_A = M_c = 0$

Le moment effectif $M_A = M_c = -0.15 \times 15.26 = -2.28 \text{ KN.m}$

Moment sur les appuis intermédiaires

$M_B = -0.6 M_0 = -0.6 \times 15.26 = 9.15 \text{ KN.m.}$

Les moments en travée :

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.224 \quad \begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) = 1.067 \\ (1.2 + 0.3 \alpha) = 1.267 \end{cases}$$

Travée A-B

$$M_t^{AB} + (M_A + M_B)/2 \geq \max [1.05 ; (1 + 0.3 \alpha)] M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_0 \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{AB} \geq 0.767 M_0$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{AB} \geq 0.633 M_0$$

$$M_t^{AB} = \text{Max} [0.767 M_0 ; 0.633 M_0] \Rightarrow M_t^{AB} = 11.70 \text{ KN.m}$$

Travée B-C

$$M_t^{BC} + (M_B + M_C)/2 \geq \max [1.05 ; (1 + 0.3 \alpha)] M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_0 \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0.767 M_0$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0.633 M_0$$

$$M_t^{BC} = \text{Max} [0.767 M_0 ; 0.633 M_0] \Rightarrow M_t^{BC} = 11.44 \text{ KN.m}$$

Evaluation de l'effort tranchant

Travée A-B

$$V_A = q_u \times l / 2 = 6.03 \times 4.5 / 2 = 13.56 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 q_u \times l / 2 = -1.15 \times 6.03 \times 4.5 / 2 = - 15.60 \text{ KN} \text{ schema statique}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.15 q_u \times l / 2 = 1.15 \times 6.03 \times 4.45 / 2 = 15.42 \text{ KN}$$

$$V_A = - q_u \times l / 2 = -6.03 \times 4.45 / 2 = -13.41 \text{ KN}$$

- **Calcul à l'ELS**

Les moments isostatiques : $M_0 = q_s l^2 / 8$

$$\text{Travée A-B : } M_0 = q_s l_{AB}^2 / 8 = \frac{4.36 \times 4.5^2}{8} = 11.03 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = q_s l_{AB}^2 / 8 = \frac{4.36 \times 4.45^2}{8} = 10.79 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis

$$M_A = M_C = 0$$

Le moment effectif $M_A = M_C = -0.15 \times 11.03 = -1.65 \text{ KN.m}$

Moment sur les appuis intermédiaires

$$M_B = -0.6 M_0 = -0.6 \times 11.03 = -6.61 \text{ KN.m.}$$

Les moments en travée :

$$\alpha = \frac{q}{G+q} = \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.224 \quad \begin{cases} (1 + 0.3 \alpha) = 1.067 \\ (1.2 + 0.3 \alpha) = 1.267 \end{cases}$$

Travée A-B

$$M_t^{AB} + (M_A + M_B)/2 \geq \max [1.05 ; (1 + 0.3 \alpha)] M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_0 \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{AB} \geq 0.767 M_0$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{AB} \geq 0.633 M_0$$

$$M_t^{AB} = \text{Max} [0.767 M_0 ; 0.633 M_0] \Rightarrow M_t^{AB} = 8.46 \text{ KN.m}$$

Travée B-C

$$M_t^{BC} + (M_B + M_C)/2 \geq \max [1.05 ; (1 + 0.3 \alpha)] M_0 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_0 \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0.767 M_0$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0.633 M_0$$

$$M_t^{BC} = \text{Max} [0.767 M_0 ; 0.633 M_0] \Rightarrow M_t^{BC} = 8.27 \text{ KN.m}$$

Evaluation de l'effort tranchant**Travée A-B**

$$V_A = q_s \times l / 2 = 4.36 \times 4.5 / 2 = 9.81 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 q_s \times l / 2 = -1.15 \times 4.36 \times 4.5 / 2 = -11.28 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.15 q_s \times l / 2 = 1.15 \times 4.36 \times 4.45 / 2 = 11.15 \text{ KN}$$

$$V_A = - q_s \times l / 2 = -4.36 \times 4.45 / 2 = -9.70 \text{ KN}$$

♦ **Application de la méthode de Caquot pour le sixième type de poutrelles d'étage courant :**

$$L_i/L_{i+1} = 3.3/2.45 = 1.34 \notin (0.8 ; 1.25) \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

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

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.21 = 3.47 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) = 6.93 \text{ KN/m}$$

$$q_u = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) \times 0.65 = 4.50 \text{ KN/m}$$

Tableau 3.3 : Charge revenant aux poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u ' (KN/m ²)	q _u ' (KN/ml)	P _s ' (KN/m ²)	q _s ' (KN/ml)
Terrasse inaccessible	4.35	1	7.37	4.79	5.35	3.47
Etage courant	3.47	1.5	6.93	4.50	4.97	3.23
Sous sol	3.47	2.5	8.43	5.47	5.97	3.88

A l'ELU :

❖ **Moment aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$q_g = q_d = 4.50 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$l'_g = l_g = 3.06 \text{ m}$$

$$l'_d = 0.8 \times l_d = 0.8 \times 3.30 = 2.64 \text{ m}$$

$$M_B = -\frac{4.50 \times (3.06^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (3.06 + 2.64)} = -4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.50 \times (2.64^3 + 2.45^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.45)} = -3.44 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments en travée :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q_u \times x}{2} \times (l - x) ; \text{ avec } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_d + M_g}{q_u \times l_i}$$

Travée AB

$$x = \frac{3.06}{2} - \frac{0 - (-4.37)}{6.03 \times 3.06} = 1.29 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.03 \times 1.29}{2} \times (3.06 - 1.29) = 6.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 6.88 + (-4.37) \times \left(\frac{1.29}{3.06}\right) = 5.03 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{3.30}{2} - \frac{-4.37 + 3.44}{6.03 \times 3.30} = 1.69 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.03 \times 1.69}{2} \times (3.30 - 1.69) = 8.20 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 8.20 + (-4.37) \times \left(1 - \frac{1.69}{3.30}\right) + (-3.44) \left(\frac{1.69}{3.30}\right) = 4.30 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$x = \frac{2.45}{2} - \frac{-3.44 - 0}{6.03 \times 2.45} = 1.45 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.03 \times 1.45}{2} \times (2.45 - 1.45) = 4.37 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 4.37 + (-3.44) \times \left(1 - \frac{1.45}{2.45}\right) = 2.96 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$V \pm \frac{q_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$$

Travée AB

$$V_A = \frac{6.03 \times 3.06}{2} + \frac{0 + 4.37}{3.06} = 10.65 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.03 \times 3.06}{2} + \frac{0 + 4.37}{3.06} = -7.79 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = \frac{6.03 \times 3.30}{2} + \frac{-4.37 + 3.44}{3.30} = 9.66 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.03 \times 3.30}{2} + \frac{-4.37 + 3.44}{3.30} = -10.23 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_A = \frac{6.03 \times 2.45}{2} + \frac{-3.44 - 0}{2.45} = 5.98 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.03 \times 2.45}{2} + \frac{-3.44 - 0}{2.45} = -8.79 \text{ KN}$$

A I'ELS

$$P_s = (G' + Q) = 4.97 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G' + Q) \times 0.65 = 3.23 \text{ KN/m}$$

❖ Moment aux appuis :

$$M_A = M_D = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

$$q_g = q_d = 3.23 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L'_g = L_g = 3.06 \text{ m}$$

$$L'_d = 0.8 \times L_d = 0.8 \times 3.30 = 2.64 \text{ m}$$

$$M_B = \frac{3.23 \times (3.06^3 + 2.64^3)}{8.5 \times (3.06 + 2.64)} = -3.13 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{3.23 \times (2.64^3 + 2.45^3)}{8.5 \times (2.64 + 2.45)} = -2.47 \text{ KN.m}$$

❖ Moments en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q_s \times x}{2} \times (l - x) ; \text{ avec } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_d + M_g}{q_s \times l_i}$$

Travée AB

$$x = \frac{3.06}{2} - \frac{0 - (-3.13)}{4.36 \times 3.06} = 1.29 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.36 \times 1.29}{2} \times (3.06 - 1.29) = 4.97 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 4.97 + (-3.13 \times \frac{1.29}{3.06}) = 3.65 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$x = \frac{3.30}{2} - \frac{-3.13 + 2.47}{4.36 \times 3.30} = 1.69 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.36 \times 1.69}{2} \times (3.30 - 1.69) = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 5.93 + (-3.13) \times (1 - \frac{1.69}{3.30}) + (-2.47) (\frac{1.69}{3.30}) = 3.13 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$x = \frac{2.45}{2} - \frac{-2.47 - 0}{4.36 \times 2.45} = 1.45 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.36 \times 1.45}{2} \times (2.45 - 1.45) = 3.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t(x) = 3.16 + (-2.47) \times (1 - \frac{1.45}{2.45}) = 2.15 \text{ KN.}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Terrasse inaccessible**

Tableau 3.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible.

type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.50	16.97	2.54	10.18	12.72	15.08	17.34
	BC	4.45	16.59	10.18	2.49	12.33	17.15	14.91
Type 4	AB	3.40	9.69	1.45	8.04	6.15	11.39	13.10
	BC	4.00	13.41	8.04	2.01	10.05	15.42	13.41
Type 6	AB	3.06	7.60	0.00	4.65	5.68	11.77	8.73
	BC	3.30	9.11	4.65	3.66	4.96	10.75	11.35
	CD	2.45	4.87	3.66	0.00	3.36	6.71	9.70
Type 8	AB	3.06	7.66	0.00	4.65	5.68	11.77	8.73
	BC	3.30	9.10	4.65	3.17	5.21	10.60	11.50
	CD	2.45	4.96	3.17	5.37	0.81	9.10	7.30
	DE	4.45	16.58	5.37	5.85	10.97	15.01	14.79
	EF	3.40	9.66	5.85	7.05	3.23	11.74	11.03
	FG	4.00	13.17	7.05	0.00	10.10	11.63	15.16

Tableau 3.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible

type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.50	12.38	1.85	7.43	9.29	11.01	12.66
	BC	4.45	12.11	7.43	1.81	9.00	12.52	10.89
Type 4	AB	3.40	7.07	1.06	5.87	4.40	8.32	9.56
	BC	4.00	9.78	5.87	1.46	7.34	11.25	9.78
Type 6	AB	3.06	5.59	0.00	3.36	4.16	/	/
	BC	3.30	6.65	3.36	2.65	3.65	/	/
	CD	2.45	3.55	2.65	0.00	2.45	/	/
Type 8	AB	3.06	5.59	0.00	3.36	4.16	/	/
	BC	3.30	6.64	3.36	2.30	3.82	/	/
	CD	2.45	3.62	2.30	3.89	0.61	/	/
	DE	4.45	12.10	3.89	4.24	8.03	/	/
	EF	3.40	7.05	4.24	5.11	2.39	/	/
	FG	4.00	9.61	5.11	0.00	7.38	/	/

- Etage 6

Tableau 3.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du 6^{ème} plancher

type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.50	15.27	2.29	9.16	11.71	13.57	15.61
	BC	4.45	14.93	9.16	2.24	11.35	15.44	13.42
Type 2	AB	4.45	14.93	2.24	2.24	18.92	13.42	13.42
Type 3	AB	3.30	8.21	1.23	4.92	6.30	9.95	11.45
	BC	2.45	4.52	4.92	0.67	2.86	8.50	7.39
Type 4	AB	3.40	8.72	1.30	7.24	5.68	10.25	11.97
	BC	4.00	12.06	7.24	1.81	9.26	13.87	12.06
Type 5	AB	3.40	8.72	1.30	1.30	11.05	10.25	10.25
Type 6	AB	3.06	6.88	0.00	4.37	5.03	10.65	7.79
	BC	3.30	8.20	4.37	3.44	4.30	9.66	10.23
	CD	2.45	4.37	3.44	0.00	2.96	5.98	8.79

Tableau 3.7: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du 6eme plancher

type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.50	11.04	1.65	6.62	8.47	9.81	11.28
	BC	4.45	10.79	6.62	1.61	8.20	11.16	9.70
Type 2	AB	4.45	12.11	1.81	1.81	15.02	10.89	10.89
Type 3	AB	3.30	5.93	0.89	3.56	4.55	7.19	8.27
	BC	2.45	3.27	3.56	0.49	2.07	6.14	5.34
Type 4	AB	3.40	6.30	0.94	5.23	4.1	7.41	8.52
	BC	4.00	8.72	5.23	1.30	6.69	10.03	8.72
Type 5	AB	3.40	6.3	0.94	0.94	7.98	7.41	7.41
Type 6	AB	3.06	4.97	0.00	3.13	3.65	/	/
	BC	3.30	5.93	3.13	2.47	3.13	/	/
	CD	2.45	3.16	2.47	0.00	2.15	/	/

Tableau 3.8: Sollicitations à l'ELU des poutrelles des planchers (du 5^{ème} au RDC)

type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.50	15.27	2.29	9.16	11.71	13.57	15.61
	BC	4.45	14.93	9.16	2.24	11.35	15.44	13.42
Type 4	AB	3.40	8.72	1.30	7.24	5.68	10.25	11.97
	BC	4.00	12.06	7.24	1.81	9.26	13.87	12.06
Type 6	AB	3.06	6.88	0.00	4.37	5.03	10.65	7.79
	BC	3.30	8.20	4.37	3.44	4.30	9.66	10.23
	CD	2.45	4.37	3.44	0.00	2.96	5.98	8.79

Tableau 3.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles des planchers (du 5^{ème} au RDC)

type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	4.50	11.04	1.65	6.62	8.47	9.81	11.28
	BC	4.45	10.79	6.62	1.61	8.20	11.16	9.70
Type 4	AB	3.40	6.30	0.94	5.23	4.1	7.41	8.52
	BC	4.00	8.72	5.23	1.30	6.69	10.03	8.72

Type 6	AB	3.06	4.97	0.00	3.13	3.65	/	/
	BC	3.30	5.93	3.13	2.47	3.13	/	/
	CD	2.45	3.16	2.47	0.00	2.15	/	/

Tableau 3.10 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du S/Sol.

type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.40	10.12	1.51	8.41	6.90	11.91	13.70
	BC	4.00	14.01	8.41	2.10	11.17	16.12	14.01
Type 6	AB	3.06	7.97	0.00	5.32	5.74	12.44	8.97
	BC	3.30	9.52	5.32	4.19	4.77	11.20	11.89
	CD	2.45	5.13	4.19	0.00	3.35	6.86	10.28
Type 7	AB	4.31	15.83	0.00	10.32	11.49	17.47	12.69
	BC	4.50	17.71	10.32	8.26	8.44	15.29	16.20
	CD	4.45	17.32	8.26	6.69	9.86	15.22	15.92
	DE	3.40	10.10	6.69	8.07	2.74	12.30	11.49
	EF	4.00	13.72	8.07	0.00	10.24	11.98	16.01

Tableau 3.11 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du S/Sol.

type de poutrelle	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.40	7.24	1.08	6.01	4.93	8.52	9.79
	BC	4.00	10.02	6.01	1.50	7.99	11.52	10.02
Type 6	AB	3.06	5.60	0.00	3.76	4.11	/	/
	BC	3.30	6.81	3.76	2.96	3.45	/	/
	CD	2.45	3.67	2.96	0.00	2.41	/	/
Type 7	AB	4.31	11.33	0.00	7.41	6.99	/	/
	BC	4.50	12.67	7.41	5.85	3.40	/	/
	CD	4.45	12.39	5.85	4.74	4.93	/	/
	DE	3.40	7.23	4.74	5.71	0.12	/	/
	EF	4.00	9.82	5.71	0.00	6.34	/	/

3.3. Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

Le ferrailage de toutes les poutrelles se fera avec les sollicitations maximales à l'ELU.

3.3.1. Ferrailage des poutrelles du type 1

A. calcul à l'ELU :

Les sollicitations de calcul sont :

- Moment maximum en travée $\rightarrow M_t^{\text{Max}} = 11.70 \text{ KN.m}$
- Moment de l'appui intermédiaire $\rightarrow M_a^{\text{int}} = 9.15 \text{ KN.m}$
- Moment de l'appui de rive $\rightarrow M_a^{\text{rive}} = 2.28 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant maximum $\rightarrow V^{\text{max}} = 15.60 \text{ KN.m}$.

♦ Calcul des armatures longitudinales :

$$M_t^{\text{Max}} = 11.70 \text{ KN.m}$$

Calcul de moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times \sigma_{bc} (d - h_0/2) \Rightarrow M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 (0.18 - 0.04/2) 10^3$$

$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m} \geq M_t = 15.57 \text{ KN} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de compression \Rightarrow Etude d'une section $b \times h$.

- En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{11.70 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.039 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.039 < \mu_t = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.049$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.04 \times 0.049) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} = \frac{11.70 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} = 1.91 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité (Article A.4.2.1)

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_t$$

On opte pour: $A_{\text{tr}} = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

- En appui :

Appui intermédiaire :

$$M_a^{\text{int}} = 9.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{9.15 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.176 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.030 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.038$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.038) = 0.177 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} = \frac{9.15 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 1.48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité [2] (Article A.4.2.1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_a^{\text{int}}$$

On opte pour: $A_a^{\text{int}} = 2\text{HA } 10 = 1.51\text{cm}^2$

Appui de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = 2.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.28 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.049 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.007 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.008$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.008) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \times z} = \frac{2.28 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} = 0.36 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \times 10^{-4} \text{ m}^2 < A_t$$

On opte pour : $A_{tr} = 1\text{HA } 10 = 0.79\text{cm}^2$

◆ **Calcul des armatures transversales :**

● **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

[2] (Article A.5.1.1)

$$V^{\max} = 15.60 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15.60 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.86 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\right] \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ vérifie pas de risque de cisaillement.}$$

- **Armatures transversale**

[1] (Article A.5.2.2)

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{h}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min} \left(12 ; \frac{200}{35} ; \frac{10}{10} \right) = 5.7 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 6 \text{ mm} \Rightarrow$ on choisi un étrier $\phi_6 = 2\phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$

- **Espacement :**

$$S_t = \min \begin{cases} (0.9d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} & \text{CBA93 (Art A. 5.1.2.2)} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} & \text{CBA93 (Art A. 5.1.2.3)} \\ A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ijK})} = 18.24 \text{ cm} & \text{CBA93 (Art A. 5.1.2.3)} \end{cases} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Avec:

$\alpha = 90^\circ$: Flexion simple, armatures droites.

$K = 1$: Pas de reprise de bétonnage, flexion simple et FPN

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**
- **Vérification de bielle :**

On doit vérifier que :

$$V_u \leq 0.267 \times \alpha \times b \times f_{c28}$$

$$\alpha \leq 0.9d \Rightarrow \alpha = 0.18 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V_u = 15.60 \leq 120.15 \text{ KN vérifiée}$$

- **Vérification des armatures longitudinales :**
- **Appui de rive :**

[2] (Article A5.1.3.1.2)

$$M_u^{rive} = 0 \text{ KN.m}$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{appui} \Rightarrow A_l = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.15 \text{ cm}^2 \geq 0.44 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

- **Appui intermédiaire :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(15.60 \times 10^{-3} - \frac{11.7 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.62 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_l = .3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.15 \text{ cm}^2 \geq -1.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u .

- **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 0.275$$

$$\tau_u = \frac{15.60 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.02 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

B. vérification à l'ELS

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures
- Etat limite de compression du béton
- Etat limite de déformation
- **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

- **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- **En travée :**

$$M_{ser}^{max} = 8.46 \text{ KN.m} ; A = 2.36 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4}(0.18 - 0.04) = -4.74 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$\Rightarrow H = -4.74 \times 10^{-4} \text{ m} \Rightarrow$ L'axe neutre passé par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en T

Calcul de y :

$$b_0 \times y^2 + [2 \times (b - b_0) h_0 + 30 \times A] y - [(b - b_0) h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10y^2 + 510.80y - 2154.4 = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 3.91 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 3.91^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left(3.91 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 2.36 (18 - 3.91)^2$$

$$I = 8323.06 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 3.97 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

- **En appui**

$$M_{ser}^{max} = 6.61 \text{ KN.m}$$

$$A = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.51 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = 2.029 \times 10^{-4} \text{ m}$$

$\Rightarrow H = 2.029 \times 10^{-4} \text{ m} \Rightarrow$ L'axe neutre passé par la nervure \Rightarrow calcul d'une section en $b \times h$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$32.5y^2 + 22.65y - 407.7 = 0 \Rightarrow y = 3.21 \text{ cm}$$

Calcul de moment d'inertie :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 \left(y - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 A (d - y)^2$$

$$I = \frac{10 \times 4.12^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{12} + (65 - 10) 4 \left(4.12 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.67 (18 - 4.61)^2$$

$$I = 9231.02 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2.95 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

• **Etat limite de déformation**

Si les trois conditions suivantes ont vérifiées, on peut dire que la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \text{Pour notre cas } h=20\text{cm, } l=450\text{cm}; \frac{20}{450} = 0.044 < 0.0625 \text{ non vérifiée} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases}$$

\Rightarrow Donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL (article B.6.5.2) comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

- f_{gv} et f_{gi} flèches et dues à l'ensemble des charges permanentes ;
- f_{ji} flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons ;
- f_{pi} flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.

- Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise des cloisons.

$q_{gser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G+Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.85 = 1.85 \text{ KN/m ;}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.2 = 3.38 \text{ KN/m ;}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.2+1.5) = 4.35 \text{ KN/m ;}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 3.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 6.41 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 8.25 \text{ KN.m}$$

- Propriété de la section :

Position de l'axe neutre:

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

Moment d'inertie:

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0}{2} + n(Ad+A'd')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A+A')} = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65-10) \frac{10}{2} + 15(2.36 \times 18)}{10 \times 20 + (65-10)4 + 15(2.36)} = 6.39 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0 h^3}{3} + b_0 h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) h_0 \left(y_G - \frac{h}{2} \right)^2 + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + nA(d - y_G)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 32892.33 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)})$$

$$A = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho} \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation différée du béton.}$$

- Contraintes

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa)

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} ; \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} ; \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I}$$

- Inerties fictives (I_f) :

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_{gp}}$$

- Evaluation des fleches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} L^2}{10.E_i . If_j} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} L^2}{10.E_i . If_{ig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} L^2}{10.E_i . If_{ip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} L^2}{10.E_i . If_{gv}}$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

$$I_0 = 32892.33 \text{ cm}^4$$

$$I = 8323.06 \text{ cm}^4 ; A = 2.36 \text{ cm}^2 ; \rho = 0.013$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3\frac{0.10}{0.65})0.013} = 3.28$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.28 = 1.31$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{3.51 \times (0.18 - 0.0391) 10^5}{8323.06} = 89.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{6.41 \times (0.18 - 0.0391) 10^5}{8323.06} = 162.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{8.25 \times (0.18 - 0.0391) 10^5}{8323.06} = 209.49 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 89.13 + 2.1} = 0.45 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 162.77 + 2.1} = 0.65 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 209.49 + 2.1} = 0.71 > 0$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 32892.33}{1 + 3.28 \times 0.45} = 14612.90 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 32892.33}{1 + 3.28 \times 0.65} = 11552.22 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 32892.33}{1 + 3.28 \times 0.71} = 10869.25 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 32892.33}{1 + 1.41 \times 0.65} = 19541.75 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.51 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 14612.90 \times 10^{-8}} = 0.0015 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{6.41 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 11552.22 \times 10^{-8}} = 0.0034 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{8.25 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 10869.25 \times 10^{-8}} = 0.0047 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{8.25 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 10721.4 \times 19541.75 \times 10^{-8}} = 0.0061 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 0.0061 - 0.00034 + 0.0047 - 0.0015 = 0.00608 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 0.608 \text{ cm} < f_{adm} = 0.9 \text{ cm} \quad \text{vérifiée.}$$

Tableau 3.12 : Ferrailage des poutrelles.

		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
Terrasse inaccessible	Travée	12.72	0.042	0.053	0.176	2.08	1.41
	Appui intermédiaire	10.18	0.221	0.316	0.157	1.86	0.21
	Appui de rive	2.54	0.055	0.070	0.174	0.42	0.21
étages courant + RDC	Travée	11.71	0.039	0.049	0.176	1.91	1.41
	Appui intermédiaire	9.16	0.030	0.038	0.177	1.48	0.21
	Appui de rive	2.29	0.007	0.008	0.179	0.36	0.21
Sous sol	Travée	11.49	0.038	0.048	0.176	1.87	1.41
	Appui intermédiaire	10.32	0.224	0.057	0.176	1.68	0.21
	Appui de rive	1.90	0.041	0.052	0.176	0.31	0.21

Tableau 3.13 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement (à l'ELU).

Planchers	En travée (cm ²)	En appui intermédiaire (cm ²)	En appui de rive (cm ²)	V _u (KN)	(MPa) τ	$\bar{\tau}$ (MPa)
Terrasse inaccessible	2HA12+1HA10 = 2.70	1HA12+1HA10 = 1.92	1HA10 = 0.79	17.34	0.963	3.33
étages courant + RDC	3HA10 = 2.36	2HA10 = 1.51	1HA10 = 0.79	15.60	0.86	3.33
Sous Sol	2HA8+1HA12 = 2.14	2HA10+1HA12 = 1.92	1HA10 = 0.79	16.12	0.895	3.33

Tableau 3.14 : vérification des états limite de compression du béton (à l'ELS).

Planchers	En travée			En appui			$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
	M _t (KN.m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	M _t (KN.m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	
Terrasse inaccessible	9.29	4.15	9317.34	4.13	7.43	3.66	9231.02
étages courant + RDC	8.47	3.91	8323.06	3.97	6.62	3.21	5133.71
Sous Sol	7.99	4.22	7127.65	4.14	7.41	3.66	9231.02

Tableau 3.15 : vérification des états limite de déformation.

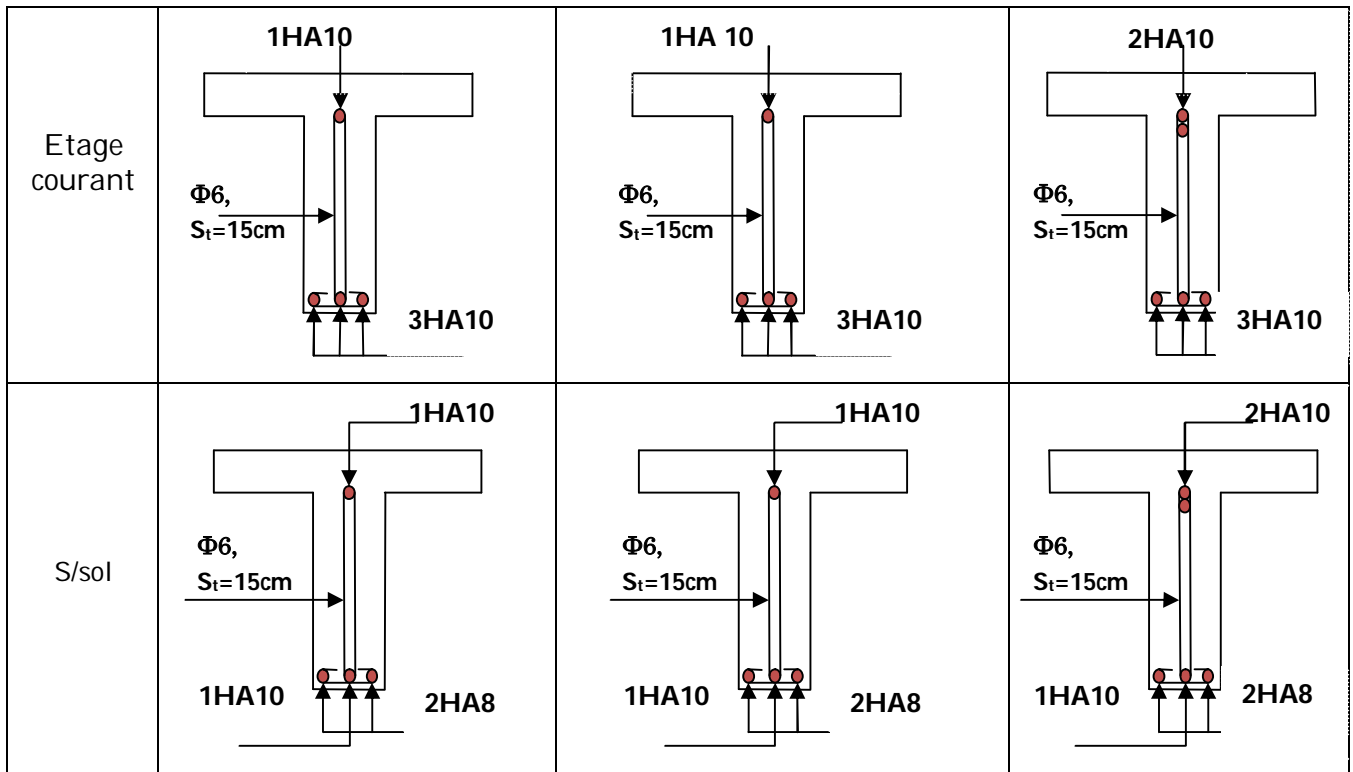
Planchers	Terrasse inaccessible	étages courant + RDC	Sous Sol
q _{jser} (KN/m)	1.85	1.85	1.85
q _{gser} (KN/m)	4.24	3.38	3.38
q _{pser} (KN/m)	5.86	4.35	5.00
M _{jser} (KN.m)	3.51	3.51	3.51
M _{gser} (KN.m)	8.04	6.41	6.41
M _{pser} (KN.m)	11.12	8.25	9.49
ρ	0.015	0.013	0.011
λ_i	2.84	3.28	3.87
λ_v	1.14	1.13	1.54
σ_{sj}	78.26	89.13	101.88
σ_{sg}	179.26	162.77	185.88

σ_{sp}	247.94	209.49	275.20
μ_j	0.46	0.45	0.44
μ_g	0.71	0.65	0.44
μ_p	0.78	0.71	0.74
I_{fij}	15453.70	14612.90	13418.79
I_{fig}	11816.21	11552.22	10316.69
I_{fip}	11085.59	10869.25	9386.69
I_{fiv}	19698.47	19541.75	18125.10
f_{ji}	0.0014	0.0015	0.0016
f_{gi}	0.0042	0.0034	0.0039
f_{pi}	0.0063	0.0047	0.0063
f_{vi}	0.0077	0.0061	0.0066
Δf_t (cm)	0.84	0.608	0.74
f_{adm} (cm)	0.9	0.9	0.8
Vérification	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ Schémas de ferrailage

Tableau 3.16 : Schéma de ferrailage des poutrelles

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles		
	En travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse	<p>1HA10 $\Phi 6, S_t=15cm$ 2HA10 + 1HA12</p>	<p>1HA10 $\Phi 6, S_t=15cm$ 2HA10 + 1HA12</p>	<p>1HA10 + 1HA12 $\Phi 6, S_t=15cm$ 3HA10</p>



◆ Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des treillis soudés de nuance $F_e = 500\text{MPa}$

Armature perpendiculaire aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{500} = 0.52 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

Armature parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.26 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

On choisit : treillis soudés à mailles carrées de 150mm

$7\Phi 4\text{/ml} = 0.84\text{cm}^2$ perpendiculaire aux poutrelles $\rightarrow St = 15\text{cm} < 20\text{cm} \dots$ vérifiée.

$7\Phi 4\text{/ml} = 0.84\text{cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 15\text{cm} < 33\text{cm} \dots$ vérifiée.

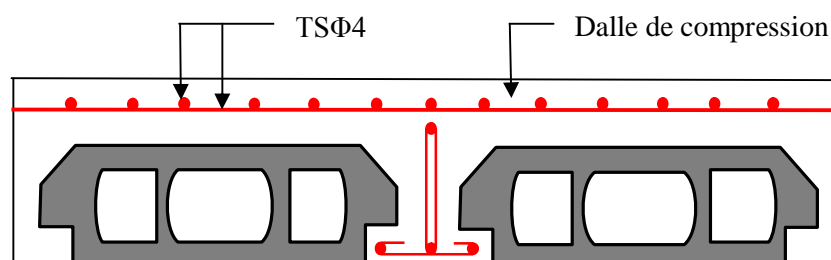


Figure 3.1 : Schémas de ferrailage du plancher corps creux.

3.4. Dalle pleines :

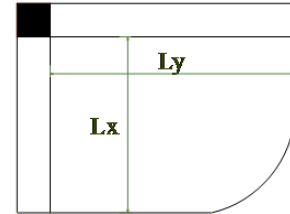
3.4.1. Dalle sur deux appuis

$$L_x = 1.50\text{m}$$

$$L_y = 2.76\text{m}$$

$$G = 5.86 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$



1) Evaluation des charges :

A l'ELU

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 13.16 \text{ KN/m}$$

A l'ELS

$$P_s = G + Q = 9.36 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{150}{276} = 0.54 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

2) Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m

A l'ELU :

$$\rho = 0.54 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 2.688 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.672 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$\text{En travée} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 2.284 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.571 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui} : M_a^y = M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 0.685 \text{ KN.m}$$

Ferraillage

- En travée

Sens x-x'

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.284 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.011$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.013$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.12(1 - 0.4 \times 0.013) = 0.119 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = \frac{2.284 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} = 0.55 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

Sens y-y'

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{0.672 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.003$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.003$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.12(1 - 0.4 \times 0.003) = 0.119 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^y}{\sigma_{st} \times z} = \frac{0.672 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} = 1.62 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilités

$$\rho = 0.54 > 0.4$$

$$e = 14 \text{ cm}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times e \times b$$

$$A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_y^{\min}

On opte pour 3HA8/ml = 1.51 cm²/ml

-En appui

$$M_a^y = M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -1.34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.007$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.008$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.11(1 - 0.4 \times 0.007) = 0.109 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^x}{\sigma_{st} \times z} = \frac{1.34 \times 10^{-3}}{348 \times 0.109} = 0.35 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

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

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 11 \times \frac{2.1}{400} = 1.32 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$A_a < A_{min}$ donc on ferraille avec A_{min}

Soit $A = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Vérification de l'espacement

- sens x-x

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 14 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Soit $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$condition vérifiée

- sens y-y

$$S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 14 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

Soit $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$condition vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant

$$\rho > 0.4$$

$$V_u^x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = 13.16 \times \frac{1.5}{2} \times \frac{2.76^4}{1.5^4 + 2.76^4}$$

$$V_u^x = 9.07 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.07 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{ MPa}$condition vérifiée

A I'ELS

$$P_s = G + Q = 9.36 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.54 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0948 \\ \mu_y = 0.4050 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 1.99 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.80 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 1.69 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 0.68 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^y = M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 0.59 \text{ KN.m}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 1.51 \times y - 15 \times 1.51 \times 11 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.11 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 2528.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 1.66 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ verifier. pas de risque de fissuration du béton}$$

Vérification de la contrainte dans l'acier

Fissuration nuisible

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 116.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 116.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la flèche

- 1- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.5} = 0.093 > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{1.69}{20 \times 1.99} \right] = 0.042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$
- 2- $\frac{A_s}{b \times d} = 0.001 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

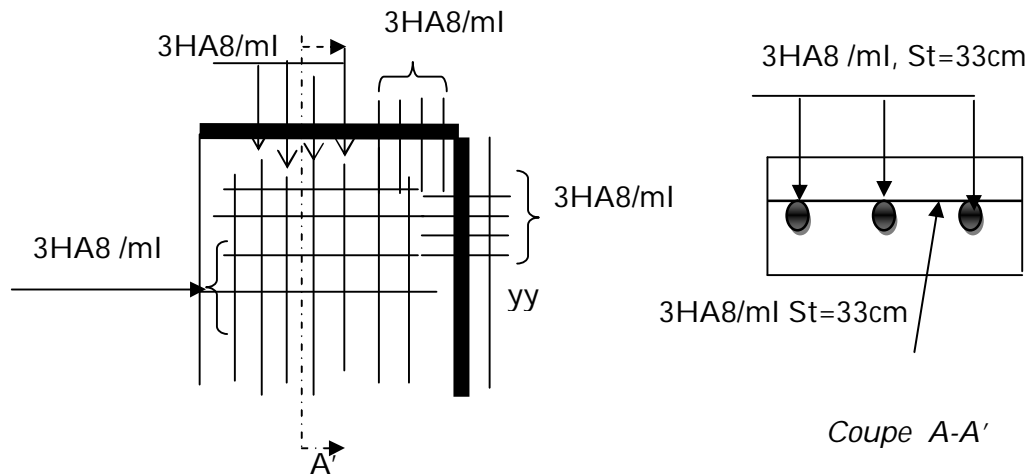


Figure 3.2 : Schéma du ferrailage de la dalle sur deux appuis.

3.4.2. Dalle pleine sur un seul appui :

On a $l_x=1.55\text{m}$

Ce type de dalle se calcul comme une console soumise à la flexion simple.

Soit :

$$G=5.86 \text{ KN/m}^2$$

$$Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des sollicitations

A L'ELU

$$P_u=1.35G + 1.5Q$$

$$P_u= (1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 3.5)=13.16 \text{ KN/m}$$

$$M_u=-[(13.16 \times 1.55^2)/2]-[1.35 \times 1 \times 1.55]=-17.90 \text{ KN.m}$$

$$V_u= (13.16 \times 1.55) + (1 \times 1.35)=21.74 \text{ KN}$$

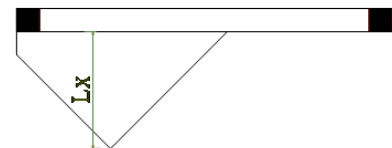
Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{17.90 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11^2 \times 14.2} = 0.104 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.104 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.137$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.11(1 - 0.4 \times 0.137) = 0.103 \text{ m}$$



$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z} = \frac{17.90 \times 10^{-3}}{348 \times 0.103} = 4.5 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_s$$

On choisit : 4HA12=4.52cm²

$$A_y = A_s/3 = 4.52/3 = 1.50 \text{ cm}^2$$

On choisit 3HA8=1.51cm²

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 3.17 : Ferrailage de la dalle.

M _u	μ _{bu}	α	z(m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée}
17.90	0.087	0.113	0.114	4.5	1.12	4HA12/ml

Vérification de l'espacement

$$S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(2 \times 14 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On choisit 4HA12, soit S_t=100/4=25 cm donc c'est vérifié

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.19 < \overline{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$$

A L'ELS

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 5.86 + 3.5 = 9.36 \text{ KN/m}$$

$$M_s = -[(9.36 \times 1.55^2)/2] - [1 \times 1.55] = -12.79 \text{ KN.m}$$

Vérification de σ_{bc}

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 4.52 \times y - 15 \times 4.52 \times 11 = 0$$

$$50y^2 + 67.8y - 813.6 = 0$$

$$y = 3.41 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 6324.56 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul de σ_{bc}

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

$$\sigma_{bc} = \frac{12.97 \times 10^{-3}}{6324.56} \times 3.41 = 6.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

• Vérification de σ_s

$$\sigma_s = 15 \times \left[\frac{M_s \times (d - y)}{I} \right]$$

$$\sigma_s = 15 \times \left[\frac{12.79 \times (11 - 3.41)}{6324.56} \right] \times 10^3 = 260.57 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{fissuration nuisible Avec : } \eta = 1.6$$

$\sigma_s > \overline{\sigma}_s \dots\dots\dots$ condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_s}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \overline{\sigma}_s}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}}$$

$$\beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_s}$$

$$\beta = \frac{12.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 201.63}$$

$$\beta = 4.4 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\alpha = 0.2$

$$A_{st} = \frac{12.79 \times 10^{-3}}{0.18 \left(1 - \frac{0.2}{3}\right) 201.63} = 3.77 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

Donc le choix de ferrailage est : 4HA12/ml=4.52 cm²/ml

Vérification de la flèche

- 1- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.5} = 0.093 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right] = 0.05 \dots \dots \dots$ Vérifiée
- 2- $\frac{A_s}{b \times d} = 0.003 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots$ Vérifiée

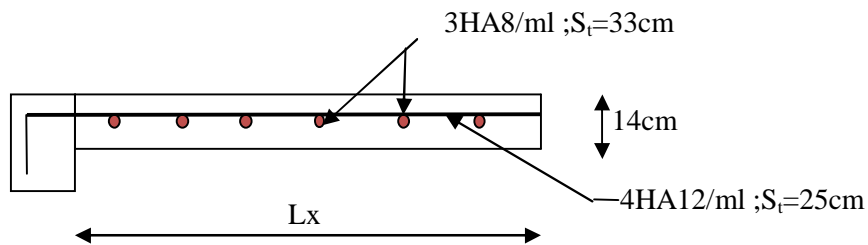


Figure 3.3 : Schéma du ferrailage de la dalle sur un seul appui.

3.4.3. Dalle pleine sur trois appuis :

$L_x = 1.50\text{m} ; L_y = 3.70\text{m}$

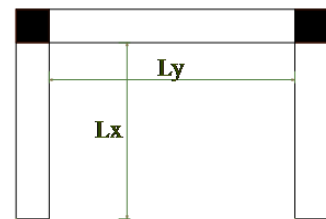
$G = 5.86 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

A l'ELU

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 13.16 \text{ KN/m}$

A l'ELS

$P_s = G + Q = 9.33 \text{ KN/m}$



➤ **Calcul des sollicitations**

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suite :

$$l_x = 1.50 < \frac{3.70}{2} = 1.85$$

$$- \quad l_x < \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{2} \\ M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} \end{cases}$$

Calcul à l'ELU

Le calcul des sollicitations se fait en supposant qu la dalle est simplement appuyée

$$\begin{cases} M_0^x = 25.17 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 7.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 25.17 = 21.39 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 7.40 = 6.29 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 25.17 = -7.55 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_0^y = -0.3 \times 7.40 = -2.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1m (1 × e)

Tableau 3.18 : Ferraillage de la dalle sur trois appuis.

Sens	Localisation	M(KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée}
Sens x-x	En travée	21.39	5.63	1.12	4HA14/ml =6.16
	En appui de rive	-7.55	2.01	1.12	4HA10/ml =3.14
Sens y-y	En travée	6.29	1.67	1.12	4HA10/ml =3.14
	En appui de rive	-2.22	0.58	1.12	4HA10/ml =3.14

Vérification de l'espacement (S_t)

- o **sens x-x**

$$S_t \leq \min (3e ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 14 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- o **sens y-y**

$$S_t \leq \min (4e ; 45 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 14 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 45 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} ; V_u^x = 13.16 \times \frac{1.5}{2} \times \frac{3.7^4}{1.5^4 + 3.7^4}$$

$$V_u^x = 9.61 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{MPa}$$

$\tau_u = 0.08 \text{MPa} < \bar{\tau} = 1.16 \text{MPa}$condition vérifiée

Vérification à l'ELS

$$\begin{cases} M_0^x = 17.90 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 5.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 17.90 = 15.21 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 5.26 = 4.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 \times M_0^x = -0.3 \times 17.90 = -5.37 \text{ KN.m} \\ -0.3 \times M_0^y = -0.3 \times 5.26 = -1.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.19 : Contrainte dans le béton de la dalle sur trois appuis.

Sens	M(KN.m)	y (m)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	σ_{bc}	Remarque
Sens x-x	15.21	3.67	6612.24	8.14	15	vérifiée
Sens y-y	4.47	2.78	3898.63	3.18	15	vérifiée
Appui	-5.37	2.78	3898.63	3.82	15	vérifiée

Vérification de la flèche

- $\frac{h_t}{l} = \frac{0.14}{1.5} = 0.093 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x}\right] = 0.042$Vérifiée [2](Art B7.5)
- $\frac{A_s}{b \times d} = 0.001 < \frac{2}{f_e} = 0.005$Vérifiée

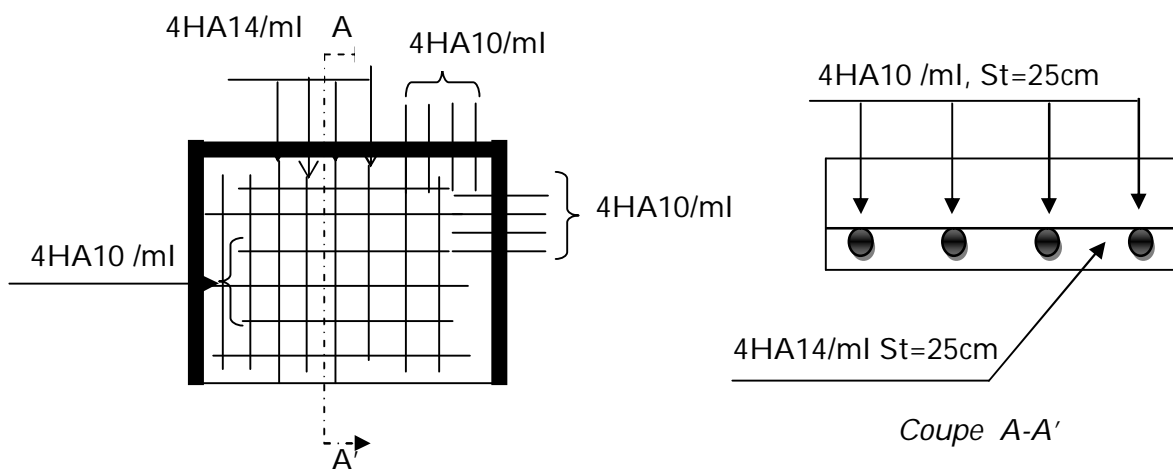


Figure 3.4 : Schéma du ferrailage de la dalle sur trois appuis.

3.5. Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher (plancher terrasse). Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de pente, contre l'infiltration des eaux pluviales.

L'acrotère est considéré comme une console verticale encastrée dans le plancher (plancher terrasse), soumis à son poids propre (G), une force latérale due à l'effort (F_p) et une charge horizontale (Q) due à la main courante (Q = 1KN/ml)

3.5.1. Hypothèse de calcul :

- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- ✓ La fissuration est considéré préjudiciable.
- ✓ L'acrotère sera calculé en flexion composée.

3.5.2. Evaluation des charges et surcharges :

$$S_{\text{acrotère}} = 0.0985 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0985 = 2.4625$$

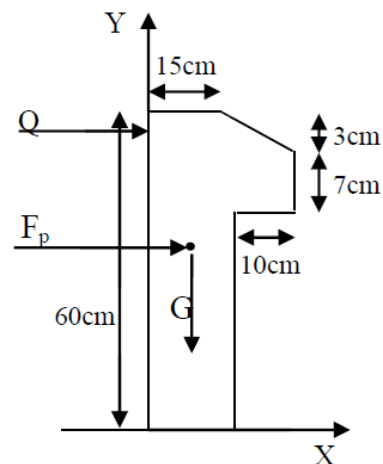


Figure 3.5 : Coupe transversale de l'acrotère.

A. Charge verticale

Les charges revenant à l'acrotère sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 3.20 : charge permanente revenant à l'acrotère :

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G totale (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	15	0.0985	2.4625	0.16	2.6225	1

B. Charge horizontale (charge sismique)

D'après le RPA99, l'acrotère es soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA99 (article 6.2.3)}$$

Avec:

A : coefficient d'accélération de zone obtenu. RPA99 (Tableau 4.1)

C_p = Facteur de force horizontale RPA99 (Tableau 6.1)

W_p = Poids de l'élément considéré

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.6225 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Donc :

$$F_p = 1.26 \text{ KN}$$

3.5.3. Calcul des sollicitations :

Calcul du centre de gravité de la section G (X_g ; Y_g)

$$\begin{cases} X_g = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i} \\ Y_g = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} X_g = 0.085 \text{ m} \\ Y_g = 0.321 \text{ m} \end{cases}$$

L'acrotère es soumis à :

$$\begin{cases} N_g = 2.6225 \text{ KN} \\ M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6 \text{ KN.m} \\ M_{Fp} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{Fp} = 1 \times 1.26 \times 0.321 \Rightarrow M_{Fp} = 0.40 \text{ KN.m} \end{cases}$$

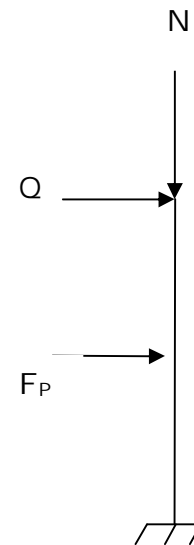


Tableau 3.21 : Combinaisons de calcul.

	ELU		ELS
	Accidentelle	Durable	
Sollicitations	G + Q + E	1.35 G + 1.5 Q	G + Q
N (KN)	2.6225	3.54	2.6225
M (KN.m)	1	0.90	0.6

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{1}{2.6225} = 0.38 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.15}{6} = 0.025 \text{ m}$$

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de compression donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple soumise à un moment $M_{ua} = N_u \times e$

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 ($e = \frac{Mu}{Nu}$) par une excentricité totale de calcul $e = e_0 + e_a + e_2$

Avec :

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricités due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

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

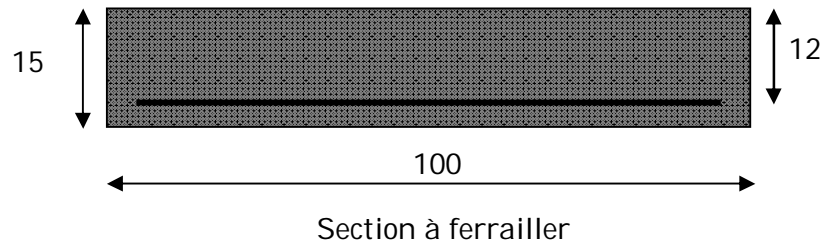
CBA 93(Article A.4.3.5)

L : Portée de l'élément = 60 cm

$$e_a = \max(2\text{cm} ; 60/250) = 2\text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h \times 10^4}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$



ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

l_f = Longueur de flambement.

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{ m}$$

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 1.2^3 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 0.00576\text{ m}$$

$$\text{D'où : } e = 0.38 + 0.02 + 0.00576 = 0.40$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.54\text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.54 \times 0.39 = 1.41\text{ KN.m}$$

3.5.4. Ferrailage de l'acrotère :

Calcul à l'ELU :

On calcule les armatures à l'ELU, puis on effectuera la vérification des contraintes à l'ELS.

$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée, donc on se ramène à un calcul en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_F rapporté au centre de gravité des armatures tendues.

$$M_F = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.41 + 3.54 \left(0.12 - \frac{0.15}{2} \right) = 1.56\text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12^2 \times 14.2} = 0.00762 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0095$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times z} = \frac{1.56 \times 10^{-3}}{348 \times 0.119} = 0.38 \text{ m}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_{bc}} = 0.38 \times 10^{-3} - \frac{3.54 \times 10^{-3}}{348} = 0.27 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELS :

- **La condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.12 \times 2.1}{400} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{On adopte : } A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$V_u = F_p + Q = 1.26 + 1 = 2.26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{2.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.18 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u < \min\left[\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 4\right] \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u < \min[2.5 ; 4] \text{ MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ vérifie pas de risque de cisaillement.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \Rightarrow A_r = 4\text{T6} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.33 \text{ cm}$. on opte pour $S_t = 30 \text{ cm}$
2. Armatures de répartition : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm}$. on opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de l'adhérence :**

$$\zeta_s = V_u / (0.9 \times d \times \sum \mu_i) \quad \text{CBA93 (Article A.6.1.3)}$$

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

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.043 \text{ cm}$$

$$\zeta_s = \frac{2.2588 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12 \times 10.043} = 0.207 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.6.1.2.1)}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_s < 2.83 \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

Vérification à l'ELS :

$$d=0.12\text{m} ; \quad N_{ser} = 2.6225 \text{ KN} ; \quad M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \quad \sigma_s = 15 \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{I}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \min (2/3 f_e ; 150 \times \eta) \Rightarrow \overline{\sigma}_{bc} = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 = distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) \Rightarrow e_1 = \frac{0.6}{2.6225} + \left(0.12 - \frac{0.15}{2}\right) \Rightarrow e_1 = 0.273 \text{ m}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de la section $\Rightarrow c = 0.12 - 0.273 = -0.153 \text{ m}$.

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

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A_s \times \frac{(d-h)^2}{b}$$

$$p = -2 \times c^2 + 90 \times A_s \times \frac{(d-h)}{b}$$

$$q = 0.0085 \text{ m}^3$$

$$q = -0.065 \text{ m}^3$$

En remplaçant "p" et "q" dans (*), sa résolution donne : $y_c = -0.314 \Rightarrow y_{ser} = 0.1614 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 A_s (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0.0135 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.6225 \times 10^{-3} \times 0.1614}{0.0135} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.0313 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc}$$

- Schéma de ferrailage de l'acrotère.

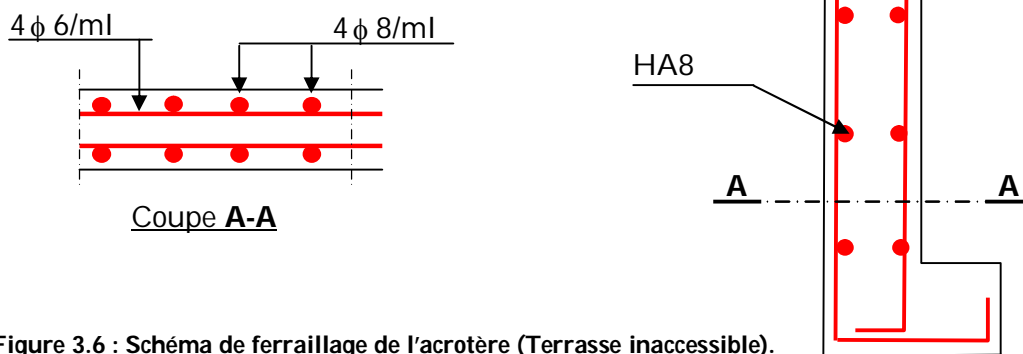
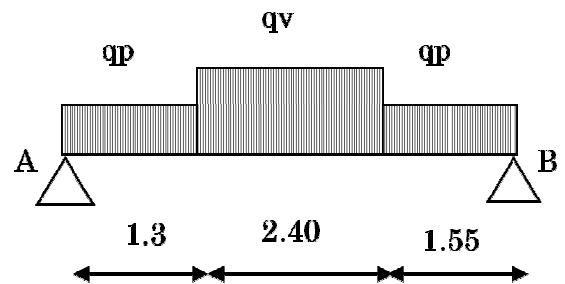


Figure 3.6 : Schéma de ferrailage de l'acrotère (Terrasse inaccessible).

3.6. Etude des escaliers

3.6.1. Etude de l'escalier type 1 (à 2 volées)

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.



Palier : $G_{\text{palier}} = 6.36 \text{ KN/m}^2$

Volée : $G_{\text{volée}} = 9.42 \text{ KN/m}^2$

$Q_{\text{escalier}} = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Calcul des chargements :

- **L'ELU :**

$$q_v = (1.35 \times 9.42) + (1.5 \times 2.5) = 16.46 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = (1.35 \times 6.36) + (1.5 \times 2.5) = 12.33 \text{ KN/ml}$$

- **L'ELS :**

$$q_v = 9.42 + 2.5 = 11.92 \text{ KN/ml}$$

$$q_p = 6.36 + 2.5 = 8.86 \text{ KN/ml}$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = q_p \times 1.3 + q_v \times 2.4 + q_p \times 1.55 = 65.02 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow R_B(1.3+2.4+1.55) = (q_p \times 1.3 \times \frac{1.3}{2}) + (q_v \times 2.4) \times (\frac{2.4}{2} + 1.3) + (q_p \times 1.55) \times (\frac{1.55}{2} + 1.3 + 2.4)$$

$$\Rightarrow R_B = 37.08 \text{ KN.}$$

$$R_A = 37.56 \text{ KN.}$$

Calcul de la sollicitation:

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents :

- $0 \leq x \leq 1.3\text{m}$

$$M(x) + \frac{12.33}{2} x^2 + 37.56x = 0 \Rightarrow M(x) = -6.16 x^2 + 37.56x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.3) = 38.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -12.33x + 37.56$$

$$\begin{cases} T(0) = 37.56 \text{ KN} \\ T(1.3) = 21.53 \text{ KN} \end{cases}$$

- $1.3 \leq x \leq 3.7\text{m}$

$$M(x) + 12.33 \times 1.3 \times \left(x - \frac{1.3}{2}\right) + 16.46 \times \frac{(x-1.3)^2}{2} + 37.56 \times x = 0$$

$$\begin{cases} M(1.3) = 38.41 \text{ KN.m} \\ M(3.7) = 42.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -16.46 x + 42.92$$

$$\begin{cases} T(1.3) = 21.53 \text{ KN} \\ T(3.7) = -17.98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -16.46 x + 42.92 = 0$$

$$x = 2.6\text{m}$$

$$M^{\max} = M(x=2.6) = 52.49 \text{ KN.m}$$

- $0 \leq x \leq 1.55\text{m}$

$$M(x) + \frac{12.33}{2} x^2 + 37.08x = 0 \Rightarrow M(x) = -6.16 x^2 + 37.08x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.3) = 37.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -12.33x + 37.08$$

$$\begin{cases} T(0) = 37.08 \text{ KN} \\ T(1.3) = 21.05 \text{ KN} \end{cases}$$

Le ferrailage:

$$M_0 = M^{\max} = 52.49 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 M_0 = 39.36 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -26.24 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 37.56 \text{ KN}$$

Calcul du ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section ($b \times h$).

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 18 \text{ cm} \end{cases}$$

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.22 : Résumé des résultats de ferrailage.

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	S_t (cm)
travée	39.36	0.085	0.111	0.172	6.58	4HA16=8.04	2.17	33
appui	26.24	0.057	0.073	0.174	4.33	4HA12= 4.52	2.17	33

▪ Vérification à l'ELU

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1/400 = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En travée : $A_s = 8.04 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Condition vérifiée

En appuis : $A_s = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$ Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.208 \text{ KN}$$

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u < \min\left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\right] \text{MPa} = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u < \min[3.33 ; 5] \text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée pas de risque de cisaillement.

$\tau_u = 2.08 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$ Condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{8.04}{4} = 2.01 \text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 3\text{T}10 = 2.36 \text{cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 3\text{T}8 = 1.51 \text{cm}^2/\text{ml}$$

Espacement :

D'après le BAEL91 les espacements sont :

1. Armatures principale : $S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) \leq 33 \text{ cm}$. on opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$
2. Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4 \times h ; 45 \text{ cm}) \leq 45 \text{ cm}$. on opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

▪ Vérification à l'ELS

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

• Etat limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Après le calcul on trouve :

$$R_A = 26.75 \text{ KN.}$$

$$R_B = 27.10 \text{ KN.}$$

$$M_0 = M^{\max} = 36.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 0.75 M_0 = 27.14 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -18.09 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 26.75 \text{ KN}$$

- **En travée :**

$$M_t^{max} = 27.14 \text{ KN.m}$$

$$A = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 8.04 \times y - 15 \times 8.04 \times 18 = 0$$

$$50y^2 + 120.6 y - 2170.8 = 0$$

$$y = 5.49 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 24389.55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{27.14 \times 10^{-3}}{24389.55 \times 10^{-8}} \times 0.0549 = 6.10 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 6.10 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée (y'a pas de risque de fissuration du béton en compression)

- **En appui :**

$$M_t^{max} = 18.09 \text{ KN.m}$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{100 \times y^2}{2} + 15 \times 4.52 \times y - 15 \times 4.52 \times 18 = 0$$

$$50y^2 + 67.80y - 1220.4 = 0$$

$$y = 4.30 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 15375.61 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{18.09 \times 10^{-3}}{15375.61 \times 10^{-8}} \times 0.0430 = 5.05 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 5.05 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée (y'a pas de risque de fissuration du béton en compression)

Vérification à l'état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \left(\frac{M_t}{20M_0} \right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \begin{cases} 0.038 < 0.074 \rightarrow \text{n'est pas vérifiée} \\ 0.0067 \leq 0.010 \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

\Rightarrow Pour notre cas $h=20$ cm, $l=525$ cm ; $\frac{20}{525} = 0.038 < 0.037$ non vérifiée.

La première condition n'est pas vérifiée ; donc on procède à la vérification de la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91/99 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500} + 0.5 \text{ mm ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 1.025 \text{ cm}$$

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta_f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : le flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée)

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Données de calcul :

$$y = 5.49 \text{ cm}$$

$$I = 24389.55 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 8.04 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 20 + 15 \times 8.04 = 2120.6 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{2120.6} \times \left(\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 8.04 \times 18 \right) = 10.45 \text{ cm}$$

$$V_2 = 20 - 10.45 = 9.55 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (10.45^3 + 9.55^3) + 15 \times 8.04 \times 11.55^2 \Rightarrow I_0 = 83160.01 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{8.04}{100 \times 18} = 0.0044$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3) \times 0.0044} = 4.77$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.90$$

$$q_v = 9.42 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 6.36 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 20.04 \text{ KN.m}$$

$$q_v = 5.93 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.00 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 14.01 \text{ KN.m}$$

$$q_v = G+Q=9.42+2.5=11.92 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G+Q= 6.36+2.5=8.86 \text{ KN/m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 26.50 \text{ KN.m}$$

Calcul de σ_s

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \frac{20.04 \times (0.18 - 0.0549)}{24389.55} \times 10^5 = 154.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \frac{14.01 \times (0.18 - 0.0549)}{24389.55} \times 10^5 = 107.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \frac{26.50 \times (0.18 - 0.0549)}{24389.55} \times 10^5 = 203.88 \text{ MPa}$$

Calcul de μ

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 154.18 + 2.1} = 0.23$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 107.79 + 2.1} = 0.08$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 203.88 + 2.1} = 0.35$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow If_{ij} = \frac{1.1 \times 83160.01}{1 + 4.77 \times 0.08} = 66210.19 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow If_{ig} = \frac{1.1 \times 83160.01}{1 + 4.77 \times 0.23} = 43620.24 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow If_{ip} = \frac{1.1 \times 83160.01}{1 + 4.77 \times 0.35} = 34267.09 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow If_{vg} = \frac{1.1 \times 83160.01}{1 + 1.90 \times 0.23} = 63657.62 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} L^2}{10.E_i.If_j} \Rightarrow f_{gi} = \frac{14.01 \times 5.25^2}{10 \times 32164.2 \times 66210.19} \times 10^7 = 0.18 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} L^2}{10.E_i.If_{ig}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{20.04 \times 5.25^2}{10 \times 32164.2 \times 43620.24} \times 10^7 = 0.39 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} L^2}{10.E_i.If_{ip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{16.50 \times 5.25^2}{10 \times 32164.2 \times 34267.09} \times 10^7 = 0.66 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} L^2}{10.E_i.If_{vg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{20.04 \times 5.25^2}{10 \times 10721.4 \times 63657.62} \times 10^7 = 0.81 \text{ cm.}$$

$$\Delta_f = f_{gv} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij} = 0.81 + 0.66 - 0.39 - 0.18 = 0.90 \text{ cm}$$

$$\Delta_f = 0.90 \text{ cm} < f_{adm} = 1.025 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

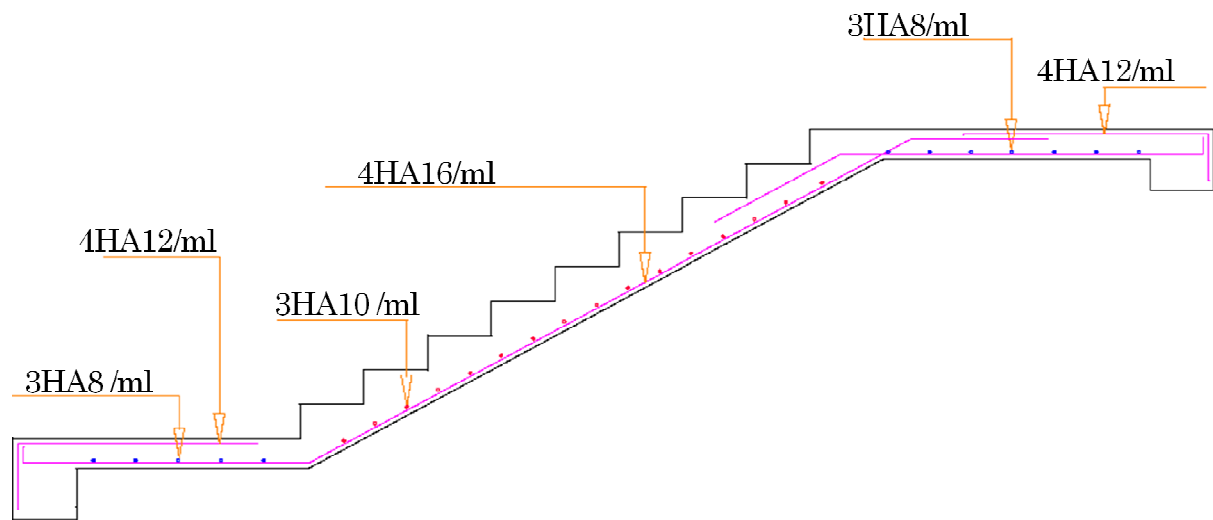


Figure 3.7 : Schéma ferrailage d'escalier type 1.

3.6.2. Etude de l'escalier type 2

✓ Volée 1

$$G_{palier} = 6.36 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{volée}} = 9.48 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

Tableau 3.23 : Les sollicitations d'escalier (Volée 1).

	ELU	ELS
q_v	16.54	11.98
q_p	12.33	8.86
R_A	30.91	22.31
R_B	34.73	25.14
M_0	36.45	26.36
M_t	27.33	19.77
M_A	-18.22	-13.18
$N \text{ (KN)}$	-30.91	-30.91

Tableau 3.24 : Résumé des résultats de ferrailage (Volée 1).

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	A	z(m)	$A_{\text{calculée}}$ (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	S_t (cm)
travée	27.33	0.059	0.076	0.174	4.51	4HA12 = 4.52	2.17	33
Appui	18.22	0.039	0.049	0.176	2.97	4HA10 = 3.14	2.17	33

Calcul des armatures de répartition

$$\text{En travée : } A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{En appuis : } A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Espacement :

D'après le BAEL91 les espacements sont :

1. Armatures principale : $S_t \leq \min(3 \times h ; 33 \text{ cm}) \leq 33 \text{ cm}$. on opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$
2. Armatures de répartition : $S_t \leq \min(4 \times h ; 45 \text{ cm}) \leq 45 \text{ cm}$. on opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{30.91 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.17 \text{ KN}$$

L'escalier est à l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u < \min\left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\right] \text{MPa} = 3.33 \text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u < \min[3.33 ; 5] \text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée pas de risque de cisaillement.

▪ Vérification à l'ELS

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

• Etat limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

Tableau 3.25 : la contrainte de compression du béton.

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$y \text{ (m)}$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Remarque
En travée	19.77	4.30	15375.61	5.5	15	vérifiée
En appuis	13.18	3.67	11319.2	4.2	15	vérifiée

Vérification à l'état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \left(\frac{M_t}{20M_0}\right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.46 > 0.037 \rightarrow \text{vérifiée} \\ 0.0067 \leq 0.010 \rightarrow \text{vérifiée} \end{cases}$$

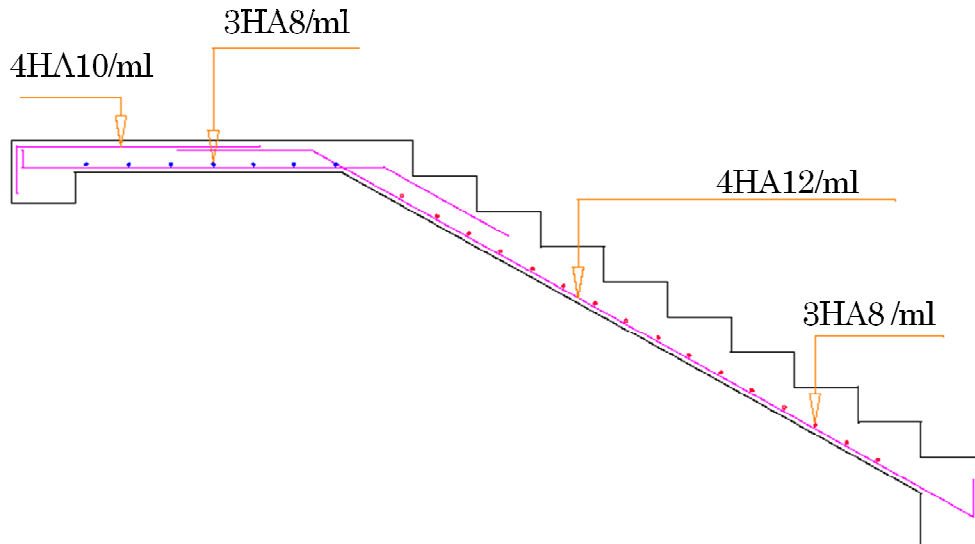


Figure 3.8 : Schéma ferrailage d'escalier type 2 (Volée 1)

✓ **Volée 2**

$G_{\text{palier}} = 6.36 \text{ KN/m}^2$

$G_{\text{volée}} = 9.9 \text{ KN/m}^2$

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau 3.26 : Les sollicitations d'escalier (Volée 2).

	ELU	ELS
q_v	17.11	12.40
q_p	12.33	8.86
R_A	38.38	27.71
R_B	37.82	27.30
M_0	54.07	39.10
M_t	40.55	29.32
M_A	-27.03	-19.55
$N \text{ (KN)}$	-38.38	-38.38

Tableau 3.27 : Résumé des résultats de ferrailage (Volée 2)

Zone	M (KN.m)	μ_{bu}	A	z(m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _s (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	S _t (cm)
travée	40.55	0.088	0.115	0.171	6.81	4HA16 = 8.04	1.57	33
Appui	27.03	0.058	0.076	0.174	4.46	4HA12 = 4.52	1.57	33

Calcul des armatures de répartition

En travée : $A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{8.04}{4} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 3T10 = 2.36\text{cm}^2/\text{ml}$

En appuis : $A_r = \frac{A_a}{4} \Rightarrow A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13\text{cm}^2/\text{ml} \Rightarrow A_r = 3T8 = 1.51\text{cm}^2/\text{ml}$

Espacement :

D'après le BAEL91 les espacements sont :

1. Armatures principale : $S_t \leq \min (3 \times h ; 33 \text{ cm}) \leq 33\text{cm}$. on opte pour $S_t = 20\text{cm}$
2. Armatures de répartition : $S_t \leq \min (4 \times h ; 45 \text{ cm}) \leq 45\text{cm}$. on opte pour $S_t = 20\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.21\text{KN}$$

L'escalier est a l'intérieur du bâtiment donc la fissuration est peu nuisible

$$\bar{\tau}_u < \min\left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\right] \text{MPa} = 3.33\text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u < \min[3.33 ; 5] \text{MPa} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

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

▪ **Vérification à l'ELS**

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

- **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

	M _{ser} (KN.m)	y (m)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Remarque
En travée	29.32	6.43	24866.46	7.58	15	vérifiée
En appuis	19.55	4.3	15375.61	5.46	15	vérifiée

Vérification à l'état limite de déformation :

Evaluation des moments en travées						
M_{jser}		M_{gser}			M_{pser}	
14.13		20.61			27.07	
Propriétés de la section						
Y	I_0	ρ	λ_i	λ_v	E_i	E_v
5.49	83160.01	0.0044	4.77	1.90	32164.2	10721.4
Contraintes						
σ_{sj}		σ_{sg}			σ_{sp}	
108.71		158.57			208.27	
Inertie fictives						
μ_j	μ_g	μ_p	l_{fij}	l_{fig}	l_{fip}	l_{fiv}
0.08	0.25	0.36	66210.19	41722.24	33665.54	62017.63
Evaluation des flèches						
f_{ji}		f_{gi}		f_{pi}		f_{vi}
0.18		0.42		0.70		0.85
$\Delta f_t = 0.95 \text{ cm} < f_{adm} = 1.025 \text{ cm}$						

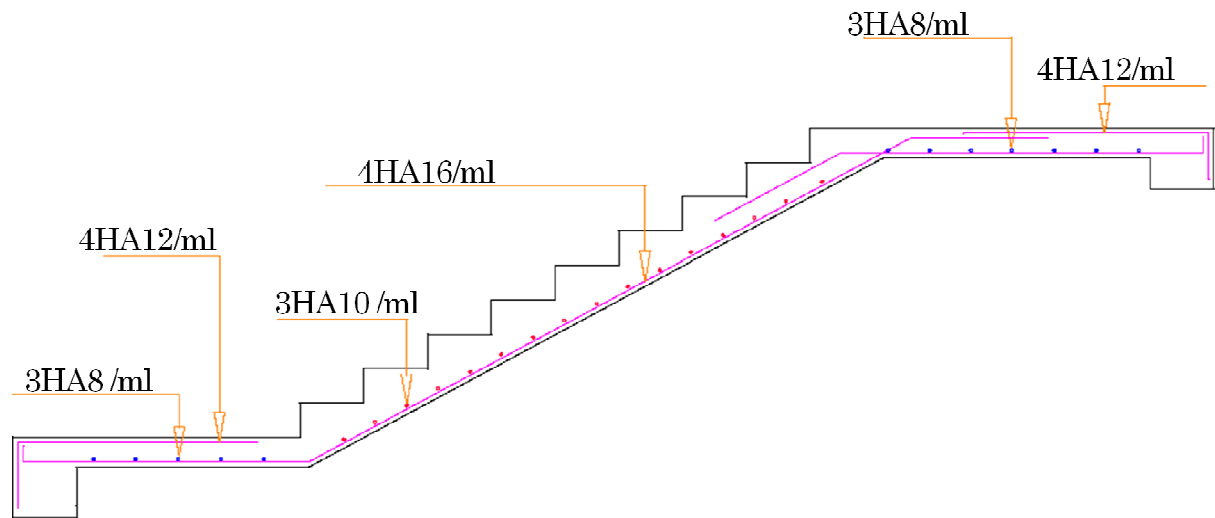


Figure 3.9 : Schéma ferrailage d'escalier type 2 (Volée 2)

3.6.3. Etude de la poutre palière

Dimensionnement RPA 99 (Article 7.5.1)

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{280}{15} \leq h \leq \frac{280}{10} \Rightarrow 18.66 \leq h \leq 28$$

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

La poutre palière est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

- **Calcul à la flexion simple**

La poutre est soumise à son poids propre

$$g_0 = 0.3 \times 0.3 \times 25 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$g_u = 1.35 \times g_0 = 1.35 \times 2.25 = 3.03 \text{ KN/ml}$$

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

$$\text{ELU} : R_B = 37.08 \text{ KN}$$

$$P_u = g_u + R_B = 39.33 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations

$$\text{En travée} : M_t = \frac{P_u \times l^2}{24} = \frac{35.32 \times 2.80^2}{24} = 12.84 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis} : M_a = -\frac{P_u \times l^2}{12} = -\frac{35.32 \times 2.80^2}{12} = -25.69 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{35.32 \times 2.8}{2} = 55.06 \text{ KN}$$

Le tableau suivant résume le ferrailage de la poutre palière sous la flexion ainsi la contrainte de cisaillement.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)
En travée	12.84	0.062	0.053	0.176	2.09
En appuis	25.69	0.558	0.089	0.270	2.45

• Calcul à la torsion

Le moment de torsion uniformément répartie M_t est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée, il est égal au moment aux extrémités (aux appuis).

$$M_t = M_a = 26.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = \frac{M_t \times l}{2} = \frac{226.24 \times 2.8}{2} = 32.10 \text{ KN}$$

1. Calcul de la section d'armature longitudinal :

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

- U : périmètre de la section
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_l : Section d'acier

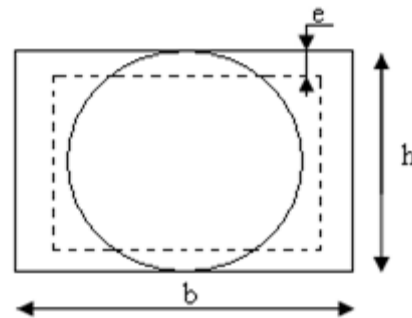


Figure 3.10 : Section creuse équivalente

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) = 0.062 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec : } e = \frac{b}{6} = 0.05 \text{ m}$$

$$U = 2 \times (b-e) + (h-e) = 1 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{26.24 \times 1 \times 1.15 \times 10^{-3}}{2 \times 400 \times 0.062} = 6.08 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 6.08 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.20 + \frac{6.08}{2} \Rightarrow A^t = 4.24 \text{ cm}^2$$

- En appui :

$$\text{Soit : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.45 + \frac{6.08}{2} \Rightarrow A^a = 5.49 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec $A^a = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

Vérification a L'ELU

- Flexion simple :

a) L'effort tranchant :

$$V_u = 49.44 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.470 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ vérifiée.}$$

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(55.06 \times 10^{-3} - \frac{25.69 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.34 \text{ cm}^2$$

c) Calcul de l'espacement S_t : D'après le CBA93 (Art A5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 25.2\text{cm}, \text{ on prend } S_t = 15\text{cm}$$

2. Calcul des armatures transversales :

$$A_t = A_t^{FS} + A_t^T$$

Flexion simple	Torsion
$A_t \geq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.45\text{cm}^2$	$A_t^{\min} = 0.4 \times e \times S_t / f_e = 0.075 \text{ cm}^2$
$A_t \geq b (\tau - 0.3f_{t28}) S_t / 0.8f_e \Rightarrow A_t \geq 0.59\text{cm}^2$	$A_t = M_t \times S_t / 2 \Omega \times f_{st} = 0.797\text{cm}^2$

D'où $A_t = 0.797 + 0.59 = 1.387 \text{ cm}^2$ Soit un cadre et étrier $4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :

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

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

On a $V_{max} = 55.06 \text{ KN}$;

$$\tau_{flexion} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{49.44}{0.28 \times 0.30} = 0.655 \text{ MPa}$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{25.69 \times 10^{-3}}{2 \times 0.062 \times 0.05} = 4.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 4.19\text{MPa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$non vérifiée

On augmente la section de la poutre on prend $b= 35\text{cm}$ $h=40\text{cm}$

$\tau_u = 3.74\text{MPa} > \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$ vérifiée

b) Vérification à l'ELS

- Etat limite de compression de béton :

	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$y \text{ (m)}$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Remarque
En travée	27.14	6.95	21528.45	8.76	15	vérifiée
En appuis	4.47	0.107	14120.77	6.67	15	vérifiée

- Vérification à l'état limite de déformation :

Si les conditions suivantes sont satisfaites, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \left(\frac{M_t}{20M_0} \right) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.038 > 0.037 \rightarrow \text{vérifiée} \\ 0.0067 \leq 0.010 \rightarrow \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

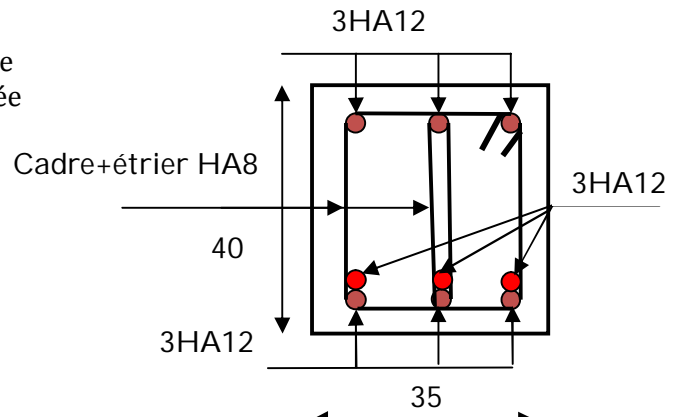


Figure 3.11 : Ferrailage de la poutre palière.

3.7. Etude de la dalle de l'ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

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

On a $l_x = 1.50\text{m}$ et $l_y = 1.50\text{m}$ donc une surface $S= 1.50 \times 1.50 = 2.25 \text{ m}^2$.

$$e \geq \frac{l_x}{20} = \frac{150}{20} = 7.5\text{cm} \text{ soit } e = 20 \text{ cm.}$$

3.7.1. Evaluation des charges et surcharges

- Poids la dalle en béton armé

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2.$$

- Poids du revêtement en béton ($e = 5\text{cm}$)

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2.$$

- Poids de la machine

$$G_3 = F_c / S = 145 / 2.25 = 64.44 \text{ KN}$$

$$G_{\text{totale}} = G_1 + G_2 + G_3 = 70.54 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

- Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$q_u = 1.35 G_{\text{totale}} + 1.5 Q = 76.72 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{1.5} = 1 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 8.00 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 8.00 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : } M_t^y = M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.80 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^y = M_a^x = 0.3 \times M_0^x = 2.40 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_s = G_{\text{totale}} + Q = 71.54 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 7.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 7.09 \text{ KN.m}$$

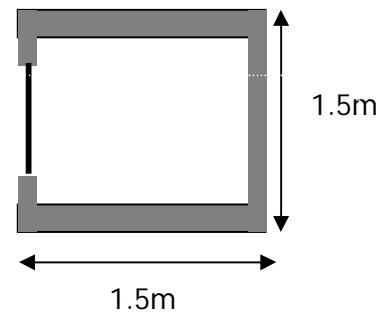


Figure 3.12 : Vue en plan de la cage d'ascenseur.

En travée : $M_t^y = M_t^x = 6.02 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^y = M_a^x = 2.12 \text{ KN.m}$

Calcul de ferrailage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et 20 cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$.

-En travée

// $I_x = // I_y$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{6.80 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.014$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.017$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.017) = 0.178 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t^x}{\sigma_{st} \times z} = \frac{6.80 \times 10^{-3}}{348 \times 0.178} = 1.09 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

-En appui

// $I_x = // I_y$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{2.40 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.005$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.006$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.006) = 0.179 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_a^x}{\sigma_{st} \times z} = \frac{2.40 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} = 0.38 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

Tableau 3.28 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous chargement uniformément repartis.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{t \text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{a \text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{t \text{ adopté}}$ (cm ²)	$A_{a \text{ adopté}}$ (cm ²)
Sens x-x et y-y	6.80	2.40	1.09	0.38	4HA10=3.14	4HA10=3.14

▪ Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité**- En travée**

On Calcul A_{min} :

$$h_0 > 12$$

$$\rho > 0.4$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

$$\text{On des HA} \Rightarrow f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$h_0 = e = 20\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 1$$

$$\Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = 1.6\text{cm}^2/\text{ml} \\ A_{min}^y = 1.6\text{cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$A_{t \text{ adopté}}^x = A_{t \text{ adopté}}^y = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^x = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifiée.}$$

$$A_{t \text{ adopté}}^y > \frac{A_{t \text{ adopté}}^x}{4} \text{ vérifiée.}$$

- En appui

$$A_{a \text{ adopté}}^x = A_{a \text{ adopté}}^y = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min}^x = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifiée.}$$

- Calcul des espacement

$$S_t \leq \min (3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (60\text{cm} ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \text{ on opte pour } S_t = 25\text{cm.}$$

- Verification de l'effort tranchant

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

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\rho = 1 > 0.4 \Rightarrow$ flexion simple dans les deux sens :

$$V_u^x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^y = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u^x = V_u^y = 28.77 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{28.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.15 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau} \text{ vérifiée (pas de risque repture par cisaillement)}$$

A I'ELS :

$$q_s = G_{\text{totale}} + Q = 71.54 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = 1 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 7.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 7.09 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t^y = M_t^x = 6.02 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^y = M_a^x = 2.12 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes dans le béton

On vérifiée que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x ; y-y

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 11319.623 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ verifier.}$$

3.7.2. Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impacte.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

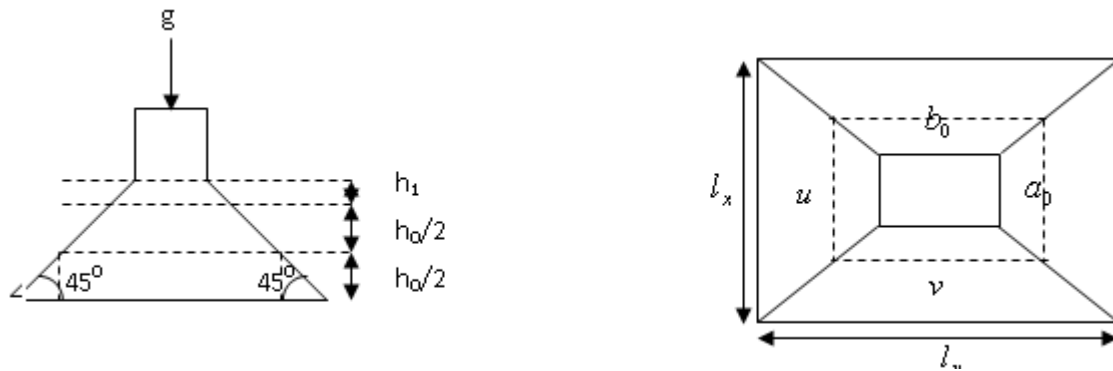


Figure 3.13 : Schéma représentant la surface d'impact.

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a une vitesse $V = 1.6\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80\text{ cm} \\ b_0 = 80\text{ cm} \end{cases}$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 5\text{cm} \Rightarrow \xi = 1$

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow u = 110\text{cm}. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \Rightarrow v = 110\text{cm}. \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases} \text{ avec } v : \text{Coefficient de poisson} \begin{cases} v = 0 \text{ à l'ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; $\frac{u}{l_x} = 0.73$ et $\rho = 1$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ ; $\frac{v}{l_y} = 0.73$ et $\rho = 1$

En se réfère à l'abaque PIGEAU (annexe 2 on trouve $M_1 = M_2 = 0.064$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\begin{cases} M_x = P_u \times M_1 \\ M_y = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3\text{ KN}$

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.60\text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = 6.24 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 6.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.96 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.96 \text{ KN.m}$$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.20 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.20 \text{ KN.m}$$

Moments en travées : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_x = 6.12 \text{ KN.m}$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_y = 6.12 \text{ KN.m}$$

Moments en appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 2.16 \text{ KN.m}$

- **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur a la flexion simple et en prenant $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 3.29 : Ferraillage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	$A_{t \text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{a \text{ cal}}$ (cm ²)	$A_{t \text{ adopté}}$ (cm ²)	$A_{a \text{ adopté}}$ (cm ²)
Sens x-x'	6.12	2.16	0.98	0.34	4HA10=3.14	4HA10=3.14
Sens y-y'	6.12	2.16	0.98	0.34	4HA10=3.14	4HA10=3.14

* **vérification à l'ELU**

- **Condition de non fragilité :**

En travée

$$A_{t \text{ adopté}}^x = A_{t \text{ adopté}}^y = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}}^x = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifiée.}$$

$$A_{t \text{ adopté}}^y > \frac{A_{t \text{ adopté}}^x}{4} \text{ Vérifiée.}$$

En appui

$$A_{a \text{ adopté}}^x = A_{a \text{ adopté}}^y = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}}^x = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifiée.}$$

- Vérification du poinçonnement :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.2.4.2)}$$

Avec :

P_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

$$P_u = 97.60 \text{ KN} ; \gamma_b = 1.5$$

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de poinçonnement.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

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

$$\bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } u = v \Rightarrow \text{Au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 29.57 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_{\text{max}} = 29.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.164 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.164 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée (pas de risque de cisaillement)}$$

- Calcul des espacement

$$S_t \leq \min (3e; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (60\text{cm} ; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33\text{cm} \text{ on opte pour } S_t = 25\text{cm.}$$

* vérification à l'ELS

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = g = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{\text{ser}} \times (M_1 + v \times M_2) = 5.55 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{\text{ser}} \times (M_2 + v \times M_1) = 5.55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELS :

$$q_{\text{ser}} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{\text{ser}} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.70 \text{ KN.m}$$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.25 \text{ KN.m}$$

Moments en travées : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_x = 5.31 \text{ KN.m}$

$$\text{Sens y-y' : } M_t^y = 0.85 \times M_y = 5.31 \text{ KN.m}$$

Moments en appui : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 1.87 \text{ KN.m}$

- Vérification des contraintes

On vérifiée que $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$

Sens x-x ; y-y

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.67 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 2.47 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ verifier.}$$

La FPN pas de vérification de la contrainte dans l'acier

- Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} = 0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{5.31}{10 \times 6.25} = 0.08 \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \end{cases}$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

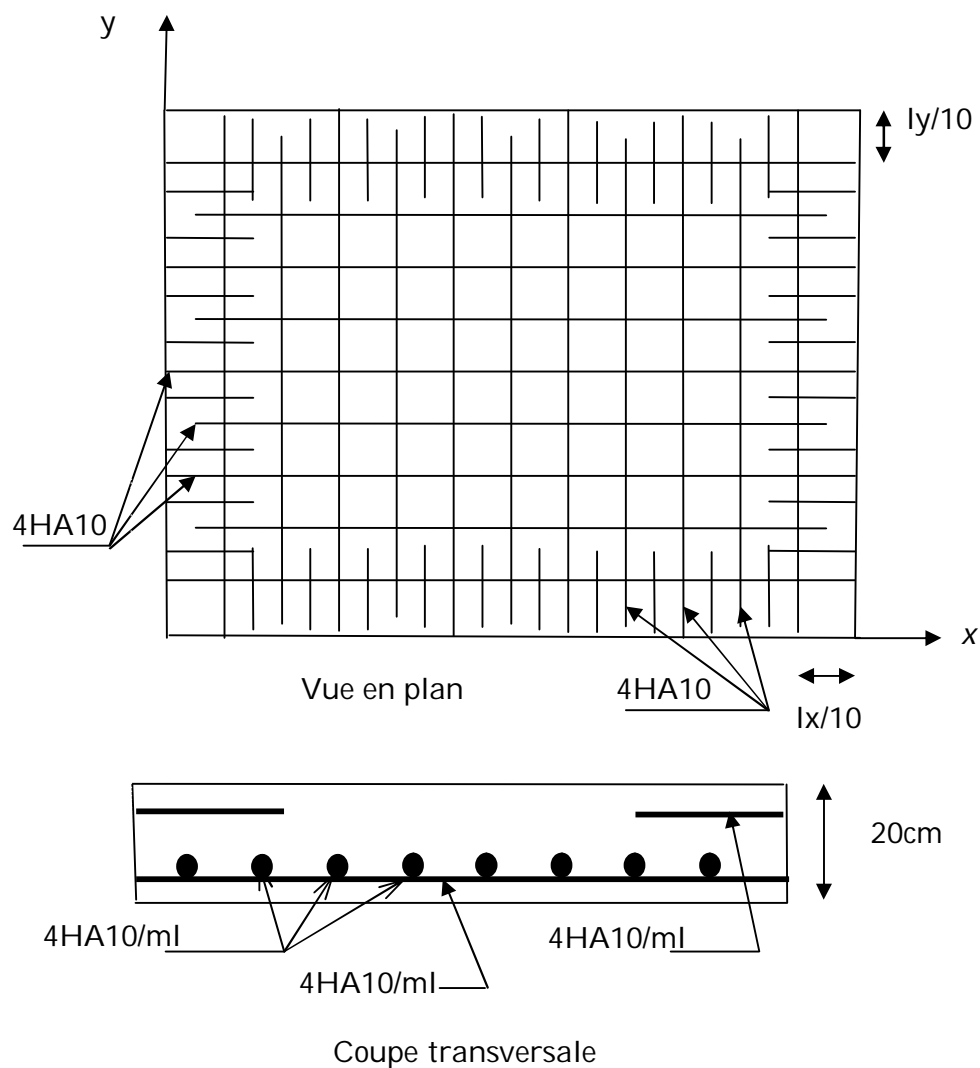


Figure 3.14 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Chapitre 4 Modélisation 3D de la structure et étude sismique

4.1. Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé de neuf niveaux (Sous-sol+RDC+7), destiné à usage d'habitation.

Pour rappel, le système structurel qu'on a privilégié pour la structure est le système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles.

4.2. Modélisation

La modélisation numérique de la structure (Sous-sol compris) est faite en élément finis à l'aide du logiciel SAP2000 V14.2.2, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse modale spectrale...etc.).

Les poteaux et les poutres sont modélisés en utilisant des éléments finis linéaires de type « frame » disponibles dans la bibliothèque du logiciel (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres). Des éléments finis surfaciques de type « Shell » sont utilisés pour la modélisation des planchers (corps creux et dalles pleines) et des voiles (voiles de contreventement et voiles périphériques)

Les plancher sont considérés infiniment rigides dans leur plan (diaphragmes horizontaux rigides) par application de contraintes cinématiques en utilisant l'option « diaphragm » disponible dans le logiciel. Cette considération permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamiques.

Les charges gravitaires (G et Q) sont appliquées sur les planchers sous forme de charges surfaciques et distribuées en totalité sur les poutres principales (Area load - Uniform to fram (shell) – Distribution : One-Way). Toutefois, les poutres secondaires sont chargées linéairement avec des forces équivalentes à une largeur de plancher de 65 cm pour les poutres secondaires intermédiaires et de 32.5 cm pour les poutres secondaires de rives.

Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-dessous prescrite dans les règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003)

$$m = m_G + \beta \cdot m_Q \quad (\text{Relation 4.5}) [4]$$

m_G : masse dû aux charges permanentes (poids propre des éléments compris)

m_Q : masse dû aux charges d'exploitations

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, égal à 0.2 dans notre cas (tableau 4.5).

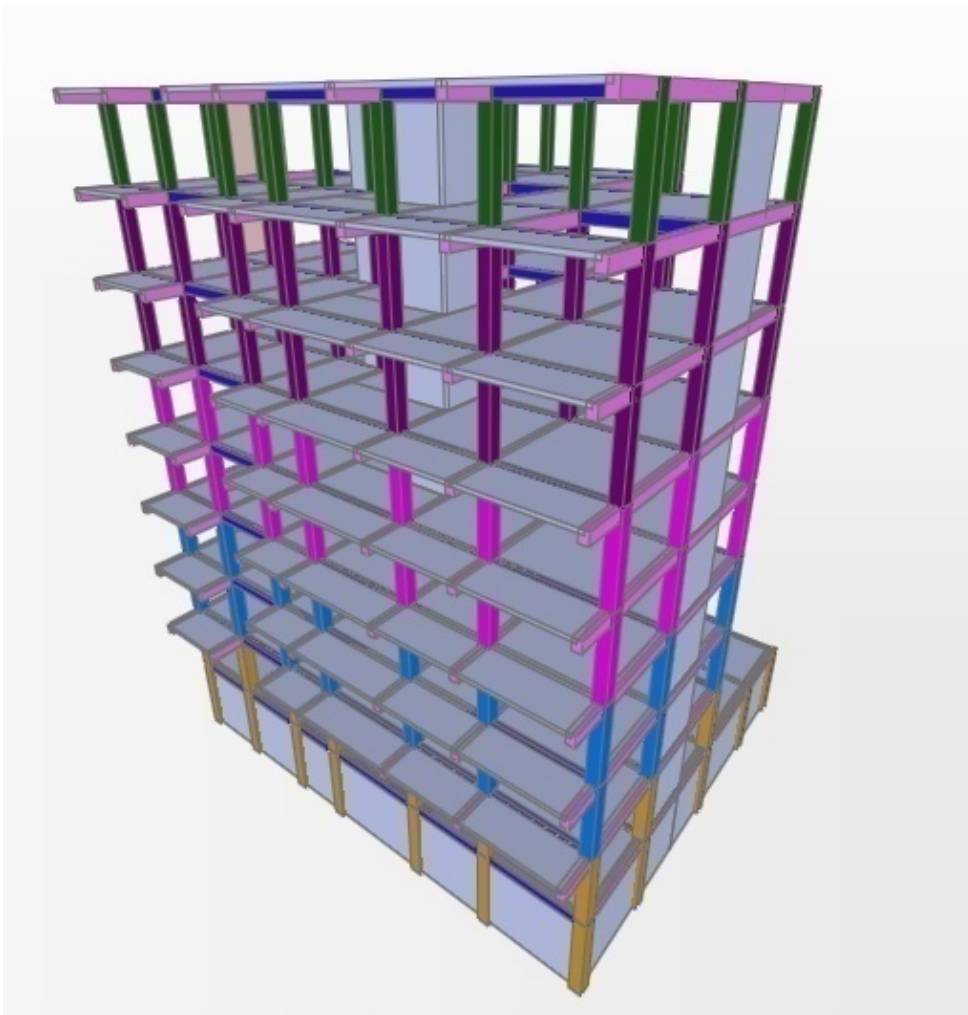


Figure 4.1 : Modélisation3D de la structure.

4.3. Méthode de calcul des forces sismiques:

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente ;
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale ;
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes ;

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 23m à côté du fait qu'elle soit irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2.

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 SAP2000,

Par la méthode dynamique spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Le spectre de réponse de calcul des règles parasismique algériennes RPA99/V200 est défini par l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.13)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure.

T : Période propre.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques accoisées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

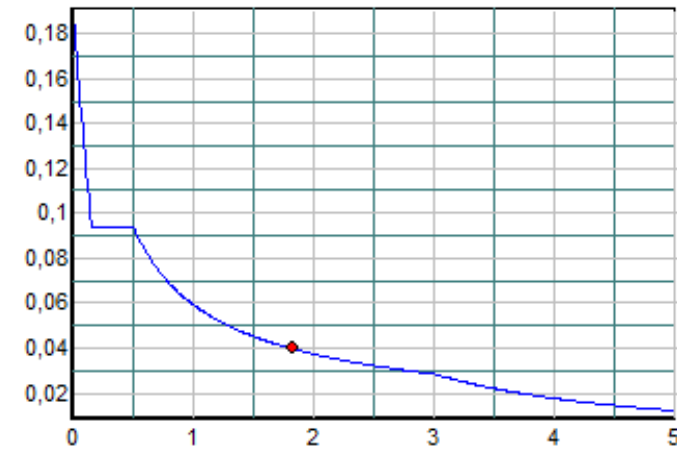


Figure 4.2 : Spectre de réponse.

4.4. Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structures en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique).

On a opté à la disposition suivante :

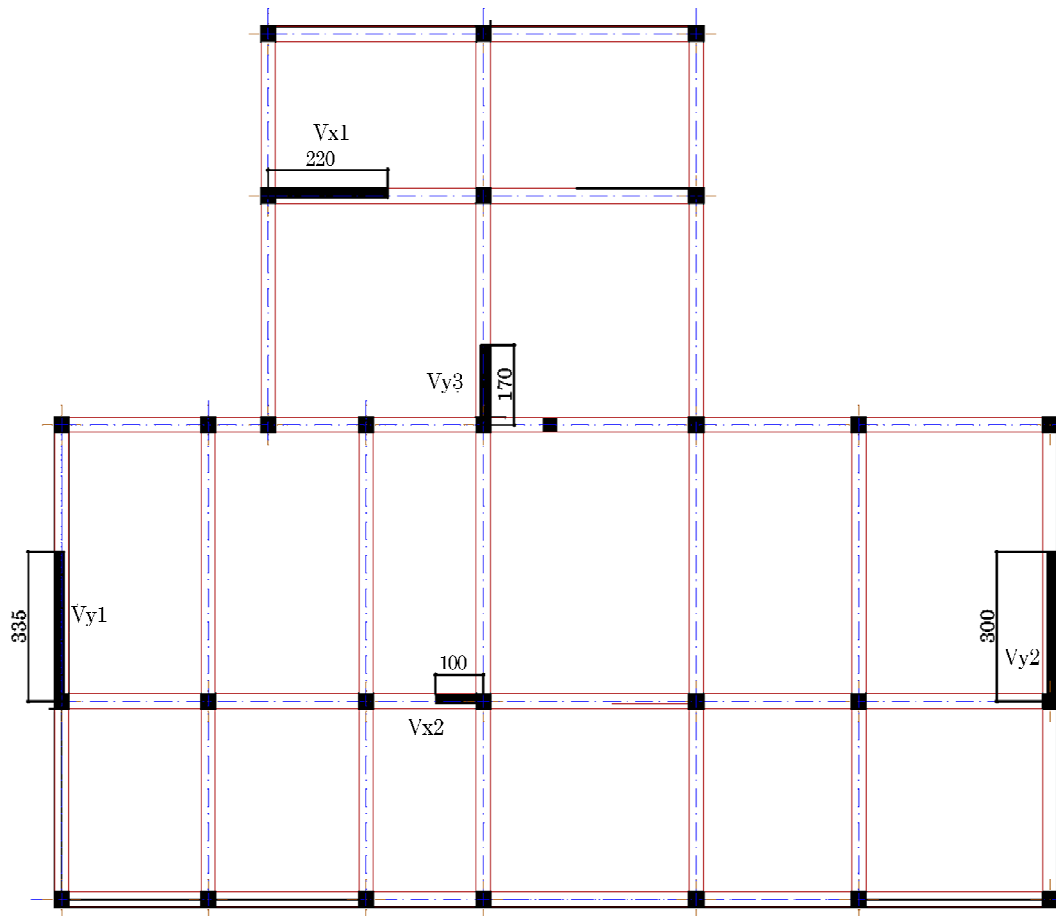


Figure 4.3 : Disposition des voiles.

4.5. Vérification vis-à-vis des règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003)

4.5.1. Mode de vibration et taux de participation des masses modales

D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme de masses modales effectives pour les modes retenus, soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Les résultats obtenus suite à une analyse des vibrations libres sont illustrés dans le tableau ci-après :

Tableau 4.1 : Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période	Masse modale effective (%)		Somme des masses modales effectives (%)	
		Ux	Uy	Ux	Uy
1	0.629948	0.66462	0.0012	0.66462	0.0012
2	0.543774	0.00123	0.64414	0.66584	0.64534
3	0.495394	0.00683	0.00092	0.67268	0.64626
4	0.198196	0.11027	0.00001414	0.78295	0.64627
5	0.161622	0.000004053	0.1353	0.78295	0.78157
6	0.14132	0.00026	0.00002949	0.78322	0.7816
7	0.102867	0.04729	0.00001239	0.83051	0.78162
8	0.07796	0.00003908	0.05344	0.83055	0.83506
9	0.075645	0.00001769	0.00848	0.83057	0.84354
10	0.072104	0.00003479	0.00012	0.8306	0.84366
11	0.069048	0.00019	0.00049	0.83079	0.84415
12	0.06655	0.00007203	0.000006894	0.83086	0.84415
...
122	0.032795	0.00002093	0.00525	0.89294	0.90013
...
158	0.028082	0.00543	1.909E-07	0.90418	0.92548
159	0.027995	0.000007364	0.00022	0.90418	0.9257
160	0.027806	1.396E-07	0.00003834	0.90418	0.92574

Ces résultats montrent que :

- Le premier mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de 66.46% dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de 64.41% dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z.
- La condition du **RPA99 (Art 4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 122^{ème} mode dans la direction Y et au 158^{ème} mode dans la direction X. Ce besoin élevé de nombre de modes est dû à la modélisation du voile périphérique du sous-sol, ce qui a généré des modes dits locaux et dont la participation modale reste très faible.

Remarque :

Pour les structures comportant les sous-sols, l'hypothèse de boîte rigide et d'encastrement au niveau du RDC dans la modélisation n'est pas souvent valable, car la présence de sous-sol peut influencer largement le comportement dynamique de la structure. La prise en compte des sous-sols dans la modélisation reproduirait mieux le comportement réel des structures

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

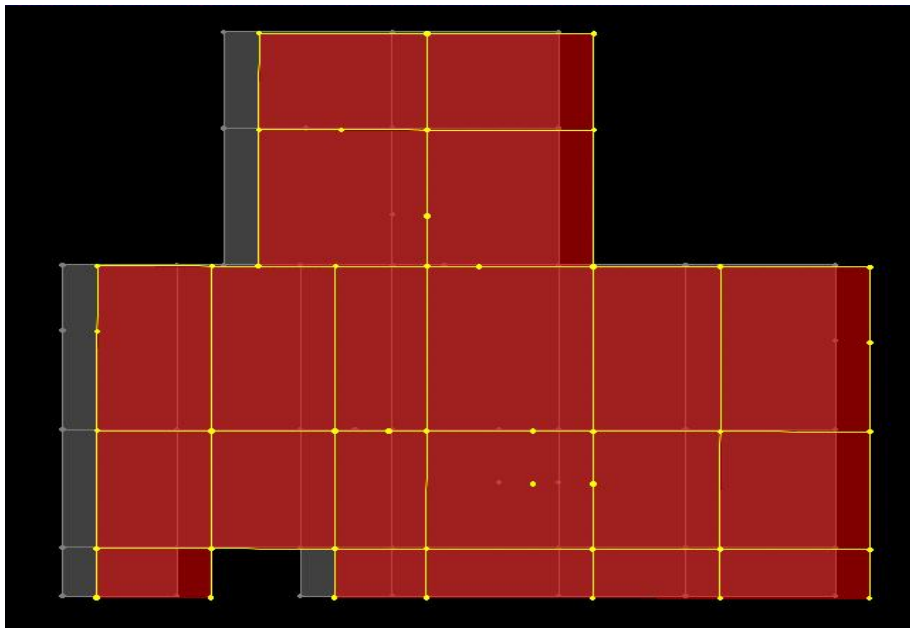


Figure 4.4 : 1^{er} mode de vibration T= 0.62 s.

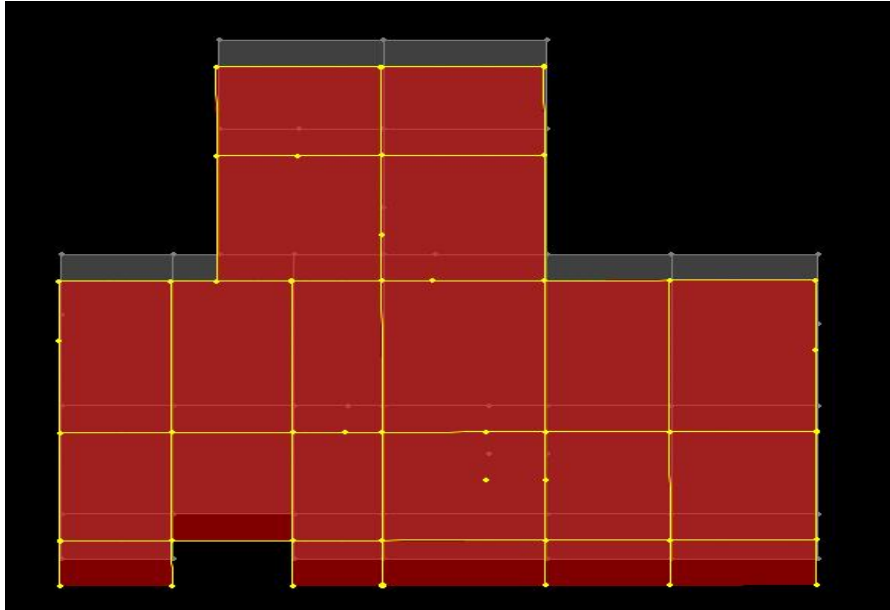


Figure 4.5 : 2^{ème} mode de vibration T= 0.54 s.

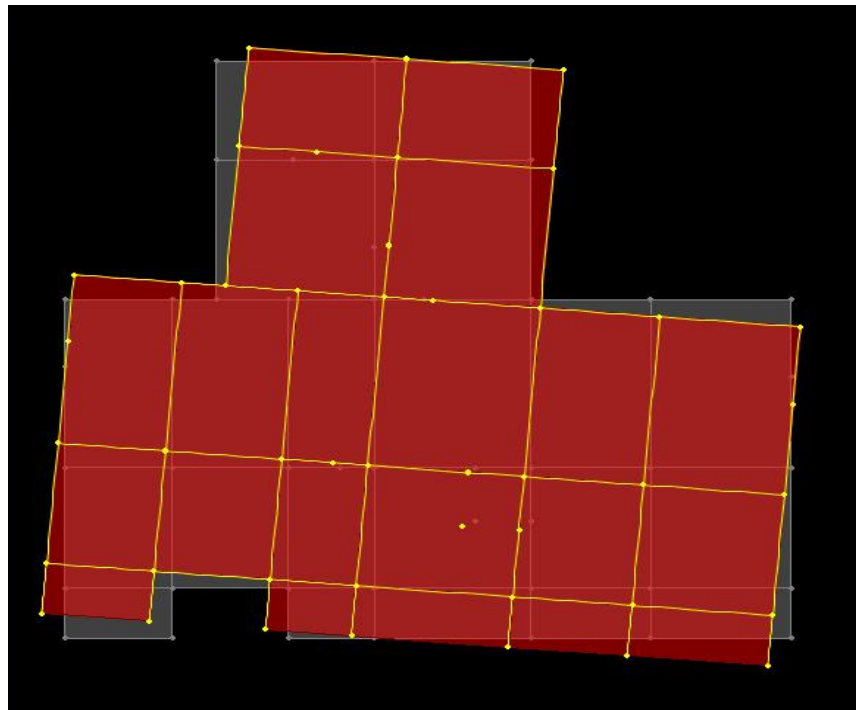


Figure 4.6 : 3^{ème} mode de vibration T= 0.49 s.

4.5.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base

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

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport $0.8V_{st}/V_{dyn}$

La force sismique V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir pour les deux sens (x et y) sont dans le tableau suivant :

Tableau 4.2 : Valeur des pénalités Pq

" Critère q "	Observé	Non observé
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0
6- Contrôles d'exécution	Oui	0

$$\Rightarrow Q_x = Q_y = 1.15$$

W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \text{ RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvée est :

$$W = 28336.419 \text{ KN}$$

D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

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

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$

Donc, pour une construction mixte on prend $\xi = 10\%$

$$\text{donc } \eta = 0.764$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : Site S_2 .

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases}$ tableau 4.7(RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé. $C_T = 0.05$

$$h_N = 24.48 \text{ m} ; L_x = 20.96\text{m} ; L_y = 19.17\text{m}$$

$$T = 0.05 \times 24.48^{0.75} = 0.55\text{s}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{20.96}} = 0.48\text{s} \Rightarrow T_{sx} = \min(T ; T_x) = 0.48\text{s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 24.48}{\sqrt{19.17}} = 0.50\text{s} \Rightarrow T_{sy} = \min(T ; T_y) = 0.50\text{s}$$

D'où

$$0.4 \leq T_{sx} \leq 3\text{s} \Rightarrow D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.764 \left(\frac{0.40}{0.48}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.69$$

$$0.4 \leq T_{sy} \leq 3\text{s} \Rightarrow D_y = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.764 \left(\frac{0.40}{0.50}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.64$$

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

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

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.69 \times 1.15}{5} 28336.419 = 1652.15 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.64 \times 1.15}{5} 28336.419 = 1603.27 \text{KN}$$

La vérification de la résultante sismique en se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/2003 est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 4.3 : Vérification de la résultante des forces sismique.

Sens	D	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	$0.8 \times V_{st}$	Remarque
x-x	1.69	1599.464	1652.15	1321.72	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$
y-y	1.64	1618.253	1603.27	1282.61	$V_{dy} > 0.8 \times V_{st}$

4.5.3. Justification de l'interaction voiles portique

L'article 3.4.4.a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

a) Sous charges verticales :

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.4 : Résultats de l'interaction sous charges verticales.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
RDC	24167.188	4783.652	83.47	16.52
1 ^{er} étage	20797.211	4305.061	82.84	17.15

2 ^{ème} étage	17606.007	3728.847	82.52	17.47
3 ^{ème} étage	14378.315	3192.463	81.83	18.16
4 ^{ème} étage	11332.597	2560.107	81.57	18.42
5 ^{ème} étage	8267.404	1952.589	80.89	19.10
6 ^{ème} étage	5402.288	1287.197	80.75	19.24
7 ^{ème} étage	2739.15	756.866	78.35	21.64

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée, sauf pour le dernier étage

b) Sous charges horizontales :

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles

Les résultats de l'interaction sous charges verticales obtenus par le logiciel SAP2000 sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.5 : Résultats de l'interaction sous charges horizontale.

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)	Portiques (KN)	Voiles (KN)	P (%)	V (%)
RDC	915.981	428.406	68.13	46.77	482.086	976.558	33.05	66.94
1 ^{er} étage	837.65	411.35	67.06	49.10	547.488	801.444	40.58	59.41
2 ^{ème} étage	893.382	315.383	73.90	35.30	645.137	631.234	50.54	49.45
3 ^{ème} étage	811.698	292.878	73.48	36.08	565.43	575.945	49.53	50.46
4 ^{ème} étage	755.213	221.565	77.31	29.33	557.331	441.861	55.77	44.22
5 ^{ème} étage	562.113	213.385	72.48	37.96	475.384	336.394	58.56	41.43
6 ^{ème} étage	449.448	143.507	75.79	31.92	394.084	267.14	59.59	40.40
7 ^{ème} étage	305.484	83.172	78.60	27.22	311.712	132.692	70.14	29.85

On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée

4.5.4. Vérification de l'effort normal réduit

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

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Art (7.4.3.1) [2]}$$

Tel que :

N_d : Effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

B ; Section du poteau.

f_{c28} ; Résistance caractéristique à la compression.

Tableau 4.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N	A (cm ²)	v	observation
RDC	1826.965	55*55	0.241582	vérifiée
1 ^{er} étage	1573.7	55*50	0.228902	vérifiée
2 ^{ème} étage	1329.933	55*50	0.193445	vérifiée
3 ^{ème} étage	1090.502	50*45	0.193867	vérifiée
4 ^{ème} étage	857.748	50*45	0.152489	vérifiée
5 ^{ème} étage	627.857	45*45	0.124021	vérifiée
6 ^{ème} étage	402.713	45*45	0.079548	vérifiée
7 ^{ème} étage	206.689	45*40	0.045931	vérifiée

4.5.5. Justification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \dots \dots \text{RPA(Formule 4-19)}$$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$RPA99 (Art.5.10)

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.7 : Vérification des déplacements

Niveaux	Sens xx						Sens yy				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k/h_k (%)
RDC	0.11	0.0055	0	0.0055	3.06	0.17	0.07	0.0035	0	0.0035	0.11
1 ^{er} étage	0.25	0.0125	0.0055	0.007	3.06	0.22	0.18	0.009	0.0035	0.0055	0.17
2 ^{ème} étage	0.41	0.0205	0.0125	0.008	3.06	0.26	0.3	0.015	0.009	0.006	0.19
3 ^{ème} étage	0.56	0.028	0.0205	0.0075	3.06	0.24	0.42	0.021	0.015	0.006	0.19
4 ^{ème} étage	0.71	0.0355	0.028	0.0075	3.06	0.24	0.55	0.0275	0.021	0.0065	0.21
5 ^{ème} étage	0.83	0.0415	0.0355	0.006	3.06	0.19	0.66	0.033	0.0275	0.0055	0.17
6 ^{ème} étage	0.94	0.047	0.0415	0.0055	3.06	0.17	0.76	0.038	0.033	0.005	0.16
7 ^{ème} étage	1.03	0.0515	0.047	0.0045	3.06	0.14	0.86	0.043	0.038	0.005	0.16

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta_{k \max} = 0.75 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

4.5.6. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement.

Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003 (Article 5.9)

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyen d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau 4.8 : Vérification a l'effet P- Δ

Niveau N° :	h_k (m)	P_k (KN)	Sens xx			Sens yy		
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k
1	3.06	23784.142	0.0055	1344.387	0.02998066	0.0035	1458.644	0.01758416
2	3.06	20644.62	0.007	1249	0.03494795	0.0055	1348.932	0.02542487
3	3.06	17595.588	0.008	1208.765	0.0340441	0.006	1276.371	0.02418065
7	3.06	14547.923	0.0075	1104.576	0.02769619	0.006	1141.375	0.02144259
5	3.06	11555.269	0.0075	976.778	0.02315412	0.0065	999.192	0.01961676
6	3.06	8151.949	0.006	775.498	0.01542872	0.0055	811.778	0.01351091
7	3.06	5688.325	0.0055	592.955	0.00988617	0.005	661.224	0.0080595
8	3.06	3149.925	0.0045	388.656	0	0.005	444.404	0

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0.1 donc l'effet P- Δ est négligeable.

Chapitre 5 Etude des éléments structuraux

5.1. Introduction

Une construction résiste au séisme grâce à ses éléments porteurs principaux, constitués de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Pour cela, ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

5.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferraillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant $M_{max} \rightarrow N_{corr}$
- Effort normal maximal avec le moment correspondant $N_{max} \rightarrow M_{corr}$
- Effort normal minimal avec le moment correspondant $N_{min} \rightarrow M_{corr}$

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations sont :

- 1.35G +1.5Q
- G+ Q
- G +Q±E
- 0.8G±E

5.2.1. Recommandations du RPA

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8 % de la section du poteau en zone IIa

Leur pourcentage maximal sera de :

- 4 % de la section du poteau en zone courante.
- 6 % de la section du poteau en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm

- La longueur minimale des recouvrements est $l_r = 40\phi$ En zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$h'' = \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm \right)$$

$$l'' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

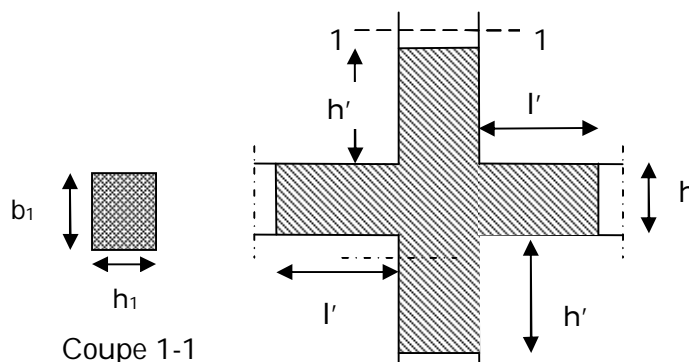


Figure 5.1: zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

5.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigées par le RPA.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
RDC	55 × 55	24.2	121	181.5
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55 × 50	22	110	165
3 et 4 ^{ème} étage	50 × 50	18	90	135
5 et 6 ^{ème} étage	50 × 45	16.2	81	121
7 ^{ème} étage	45 × 40	14.4	72	108

b) Armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

- Dans la zone courante : $t'' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants pour $\phi_{chemine} > 12 \text{ cm}$ permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

5.2.2. Sollicitation dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.2 : Sollicitation dans les poteaux

Niveau	Nmax→Mcor		Nmin→Mcor		Mmax→Ncor		V
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	1826.96	24.05	393.17	3.20	87.78	932.22	73.39
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1573.7	12.11	146.10	32.36	97.36	817.10	93.66
3 et 4 ^{ème} étage	1090.50	9.99	73.39	37.87	90.89	603.51	95.11
5 et 6 ^{ème} étage	627.85	11.42	37.9	4.36	87.17	392.57	95.42
7 ^{ème} étage	206.68	15.49	30.06	6.68	49.45	114.18	29.33

5.2.3. Ferrailage des poteaux :

a) Armature longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC, avec les sollicitations suivantes :

$$- N_{\max} = 1826.96 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 24.05 \text{ KN.m}$$

$$- M_{\max} = 87.78 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{cor}} = 932.22 \text{ KN}$$

$$- N_{\min} = 393.17 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{cor}} = 3.20 \text{ KN.m}$$

$$d = 50 \text{ cm}; d' = 5 \text{ cm}; b = 55 \text{ cm}; h = 55 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \text{acier Fe E400}; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

a) Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$N_{\max} = 1826.96 \text{ KN}; M = 24.05 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.0131 \text{ m}; \quad \frac{h}{2} = \frac{0.55}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$e_G < \frac{h}{2} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section.

$$A = (0.337h - 0.81d') b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N(d - d') - M_{UA} \text{ avec: } M_{UA} = M_U + N_U \times (d - \frac{h}{2}) = 435.11 \text{ KN.m}$$

$$A = 0.622 \text{ KN.m}$$

$$B = 0.387 \text{ KN.m}$$

$$A > B$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{435.116 \times 10^{-3}}{0.55 \times 0.5^2 \times 14.2} = 0.222$$

$$\mu_{bu} = 0.222 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.317$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.436 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{435.116 \times 10^{-3}}{0.436 \times 348} = 28,67 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 28.67 \times 10^{-4} - \frac{1826.96 \times 10^{-3}}{400} = -17.00 \text{ cm}^2 < 0$$

$$\Rightarrow A_s = 0$$

b) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 87.78 \text{ KN.m, } N = 932.22 \Rightarrow e_G = 0.094 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_{UA} = 297.52 \text{ KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.152 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.207 \Rightarrow z = 0.45 \text{ m} \Rightarrow A_l = 18.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = -4.65 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sous N_{\min} et M_{cor} :

$$M = 3.20 \text{ KN.m, } N = 393.17 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.0081 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{h}{2} \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_{UA} = 91.66 \text{ KN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.046 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.060 \Rightarrow z = 0.48 \text{ m} \Rightarrow A_l = 5.39 \Rightarrow A_s = -4.43 \text{ cm}^2$$

D'après les trois cas étudiés le cas le plus défavorable est le premier avec $A = 28.67 \text{ cm}^2$

Comme c'est un poteau de contreventement, on adopte un ferrailage symétrique sur toutes les faces la valeur de A' .

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 5.3 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A_{\min} RPA (cm ²)	A_{calc} (cm ²)	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
RDC	55 × 55	24.2	28.67	4T12+8T20=29.64
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55 × 50	22	23.82	12T16=24.11
3 et 4 ^{ème} étage	50 × 50	18	15.95	4T16+4T20=20.6
5 et 6 ^{ème} étage	50 × 45	16.2	11.36	4T20+4T14=18.72
7 ^{ème} étage	45 × 40	14.4	5.19	8T16=16.07

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau 5.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} étage
Section (cm)	55*55	55*50	50*50	50*45	45*40
ϕ_l^{\max} (cm)	2	1.6	2	2	1.6
ϕ_l^{\min} (cm)	1.2	1.6	1.6	1.4	1.6
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	3.89	3.89	4.28	4.28	4.76
V_u (KN)	73.39	93.66	95.11	95.42	29.33
l_r (cm)	80	65	80	80	65
t _{zone nodale} (cm)	10	10	10	10	10
t _{zone courante} (cm)	15	15	15	15	15
A' (cm)	1.25	2.39	2.67	2.68	0.91
$A'_{adoptée}$ (cm ²)	6HA10=4.71	6HA10=4.71	4HA10= 3.16	4HA10= 3.16	4HA10= 3.16

Conformément au CBA93 (Article A.7.1.3), le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{20}{3} = 8.33mm \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

5.2.4. Vérification

- **Vérification au flambement :**

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité et le plus élancé à chaque niveau.

Critère de la stabilité de forme :

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$N_{max} \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad (\text{BAEL91 art B.8.4, 1})$$

Avec : B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Tel que : $\lambda = l_f / i$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = b \times h^3 / 12$

l_f : longueur de flambement ; Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (b-2) \times (h-2)$. avec : $\begin{cases} a : \text{largeur de la section nette} \\ b : \text{hauteur de la section nette} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

5.5 : Vérification au flambement des poteaux

Niveaux	Section	l_0	l_f	α	λ	A_s	$B_r(\text{cm}^2)$	N_u	$N_{max}(\text{KN})$	obs
RDC	55×55	3.06	2.142	0.825	13.49	29.64	2809	5144.99	1826.96	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55×50	3.06	2.142	0.825	13.49	24.11	2544	4581.12	1573.7	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	50×50	3.06	2.142	0.820	14.84	20.6	2304	4088.69	1090.50	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	50×45	3.06	2.142	0.820	14.84	18.72	2064	370.37	627.85	vérifiée

7 ^{ème} étage	45 × 40	3.06	2.142	0.813	16.48	16.07	1634	2992.65	206.68	vérifiée
------------------------	---------	------	-------	-------	-------	-------	------	---------	--------	----------

On voit bien que $N_{max} \leq N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

• **Vérification des contraintes de compression**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du Béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy}} \dots\dots\dots \text{Béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy}} \dots\dots\dots \text{Béton fibre intérieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (Section homogène).}$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V$$

$$I_{yy} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

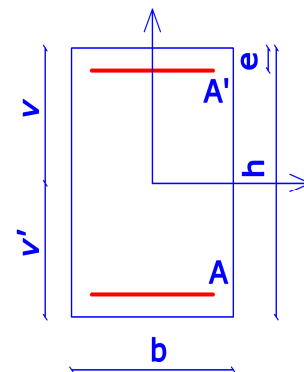


Figure 5.2 : Section droite d'un poteau.

Tableau 5.6: Vérification des contraintes

Niveaux	Section	d (cm)	A _s (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{yy} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M ^{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
RDC	55 × 55	49.5	29.64	30.32	24.68	0.0095	1327.21	17.52	4.38	15
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55 × 50	49.5	24.11	30.06	24.94	0.0084	1143.45	8.56	3.97	15
3 et 4 ^{ème} étage	50 × 50	45	20.6	27.20	22.80	0.0063	792.90	8.47	3.18	15
5 et 6 ^{ème} étage	50 × 45	45	18.72	27.22	22.78	0.0056	457.31	8.41	2.20	15
7 ^{ème} étage	45 × 40	40.5	16.07	24.63	20.37	0.0037	151.82	11.12	1.47	15

On voit bien que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

- **Vérification aux sollicitations tangentielles**

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

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

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 5.7 : Vérification aux sollicitations tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	λ	l_f	ρ_d	d (cm)	V_d (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Obser
RDC	55×55	3.38	2.142	0.04	50	73.39	0.326	1	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55×50	4.28	2.142	0.04	50	93.66	0.416	1	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	50×50	4.28	2.142	0.04	45	95.11	0.422	1	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	50×45	4.76	2.142	0.04	45	95.42	0.424	1	vérifiée
7 ^{ème} étage	45×40	5.355	2.142	0.075	40	29.33	0.130	1.875	vérifiée

Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

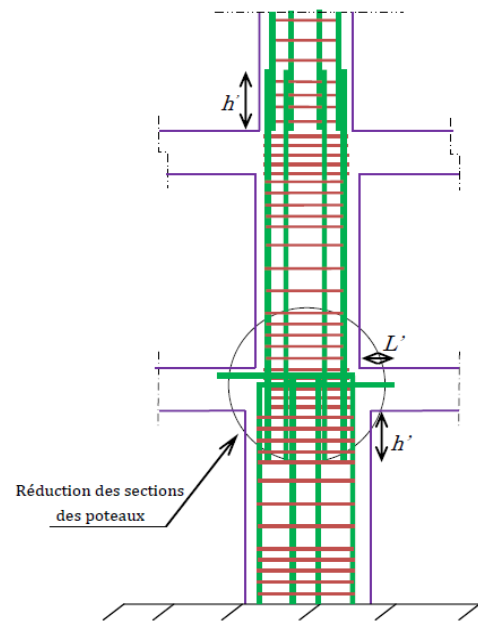
$$h' = \max \left(\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm \right) \right)$$

$$L' = 2.h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

$h' = 60cm$ pour tous les niveaux.

$L' = 80cm$ pour tous les niveaux.



5.2.5. Schéma de ferrailage des poteaux.

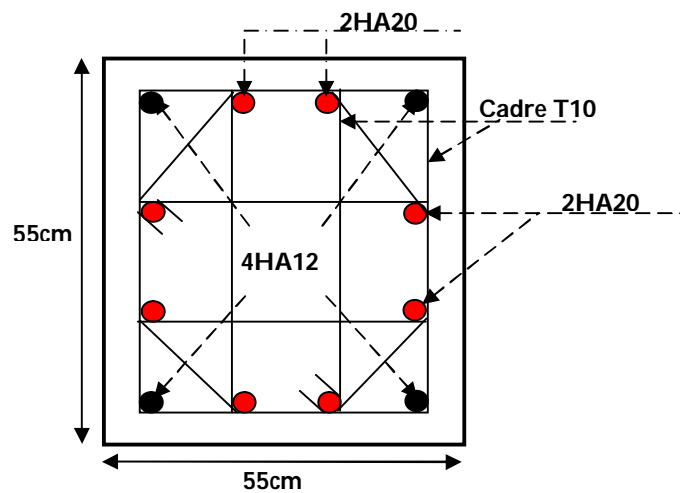


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage des poteaux sous sol et RDC

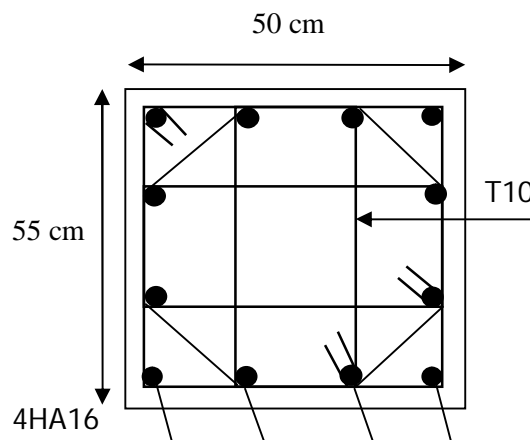


Figure 5.4 : Schéma de ferrailage des poteaux 1^{er} et 2^{ème} étage

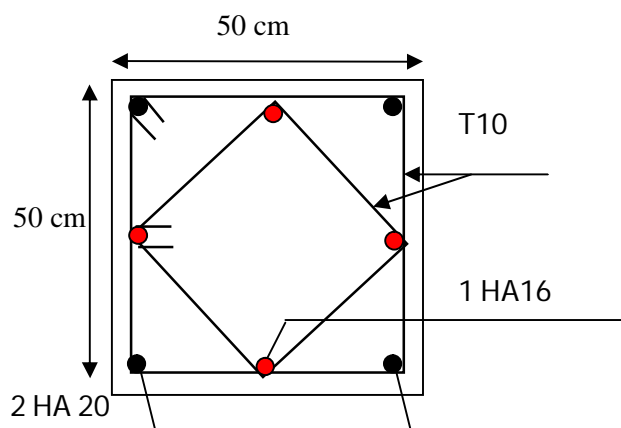


Figure 5.5 : Schéma de ferrailage des poteaux 3^{ème} et 4^{ème} étages

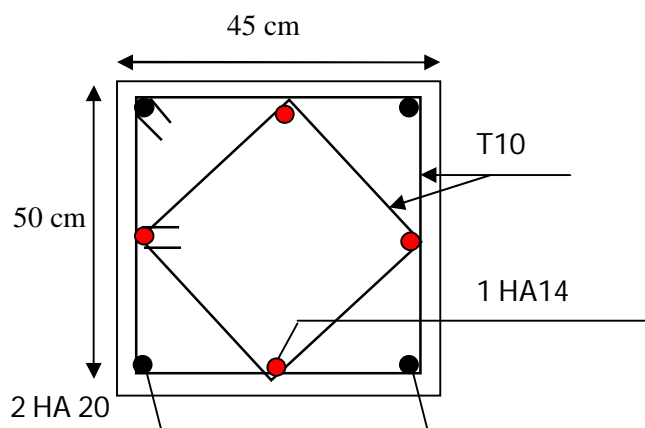


Figure 5.6 : Schéma de ferrailage des poteaux 5^{ème} et 6^{ème} étages

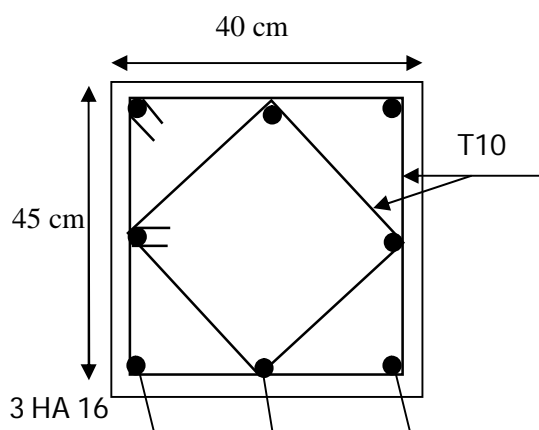


Figure 5.7 : Schéma de ferrailage du poteau 7^{ème} étage.

5.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après la détermination des sollicitations, on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/version des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

5.3.1. Ferrailage :

a) Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (Art 7.5.2.1)

- 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 de recouvrement.

-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 appui.

- La longueur minimale des recouvrements est de :

40 \emptyset En zone IIa.

Avec \emptyset_{max} = le diamètre maximal d'armature dans la poutre

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Armatures transversales : RPA 99/2003 (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

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

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

- $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l^{min}\right)$ en zone nodale.
- $S_t \leq \frac{h}{2}$ En dehors de la zone nodale

h : La hauteur de la poutre

- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

5.3.2. Calcul du ferrailage des poutres

A. Armatures longitudinales

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel ROBOT, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{min})

➤ **Vérification de (%) des armatures selon le RPA99**

❖ **Poutres principales**

- ✓ En zone courante

$$A_{max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48\text{cm}^2$$

- ✓ En zone de recouvrement

$$A_{max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72\text{cm}^2$$

❖ **Poutres secondaires**

✓ En zone courante

$$A_{\max} = 4\% b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

✓ En zone de recouvrement

$$A_{\max} = 6\% b \times h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum des armatures longitudinales❖ **Poutres principales**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

❖ **Poutres secondaires**

$$A_{\min} = 0.5\% b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

Calcul du moment réduit ultime

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}; f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors : $A'_s = 0$ et $A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

- Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors : $A'_s = \frac{M_u - M_l}{(d-d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$ et $A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A'_s$ Avec : $M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$

Les résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	Type	Section (cm)	localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Nombre de barres	A _{adop} (cm ²)	V (KN)
Tous les étages	PP	40×30	Appui	-82.93	7.47	6.00	3HA14+3HA12	8.01	107.01
			travée	51.30	4.44		3HA14	4.62	
	PS	35×30	Appui	-70.50	7.53	5.25	3HA14+3HT12	8.01	95.88
			travée	43.66	4.452		3HA14	4.62	
Terrasse	PP	40×30	Appui	-84.84	7.65	6.00	3HA14+3HT12	8.01	118.78
			travée	57.80	5.04		6HA12	6.77	
	PS	35×30	Appui	-32.47	3.25	5.25	3HA14+3HT12	3.38	28.11
			travée	11.18	1.08		6HA12	3.38	

Zc : zone courante ; et Zr : zone de recouvrement.

➤ Les longueurs de recouvrement

La longueur minimale des recouvrements est de $L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$

$\phi = 14\text{mm}$: $L_r = 40\phi = 40 \times 1.6 = 56\text{cm}$; soit : $L_r = 60\text{cm}$

$\phi = 12\text{mm}$: $L_r = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$; soit : $L_r = 50\text{cm}$

B. Armatures longitudinales

Calcul de ϕ_l

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi_l = \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_{Lmin}\right) \Rightarrow \phi_l = \min(1.14 ; 3 ; 1.2)$$

$$\phi_l \leq 1.2\text{cm} \Rightarrow \phi_l = 0.8\text{ cm}$$

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier HA8 pour toute les poutres

Calcul de l'espacement

Selon le RPA :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l^{min}\right)$$

❖ Poutres principales :

$$S_t \leq \min(10\text{ cm} ; 14.4\text{cm}). \text{ Soit : } S_t = 10\text{cm}$$

❖ Poutres secondaires :

$$S_t \leq \min(8.75\text{cm} ; 14.4). \text{ Soit : } S_t = 8\text{cm}$$

$$\text{Zone courant : } S_t \leq \frac{h}{2}$$

❖ Poutres principales :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 ; \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

❖ Poutre secondaires :

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17.5 ; \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

$$A_{min}^t = 0.003 \times S \times b$$

$$A_{min}^t = 1.35 \text{ cm}^2 \leq A_t = 2.01 \text{ cm}^2$$

Vérification à L'ELU

✓ **Condition de non fragilité**

$$A \geq A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 1.55 \text{ cm}^2$$

donc la condition de non fragilité est vérifiée.

✓ **Condition tangentielle maximale**

Vérification de l'effort tranchant $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min[0.133 f_{c28} ; 4] \text{ MPa} = 3.33 \text{ MPa}$

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu}	$\bar{\tau}_{bu}$	Observation
Poutres principales	118.78	1.13	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	95.88	0.913	3.33	Vérifiée

$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3.33 \text{ MPa}$. pas de risque de cisaillement

Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant

❖ **Poutres principales**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

❖ **Poutres secondaires**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_a}{0.9d} \right)$$

Vérification à L'ELS

✓ **Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

✓ **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \cdot y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \cdot y - 15 \cdot (d \cdot A_s + d' \cdot A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot [A_s \cdot (d - y)^2 + A'_s \cdot (y - d')^2]$$

Tableau 5.8 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	(MPa)	(MPa)
Poutres principales	Appui	78.87	47919.60	11.49	14.30	15
	Travée	42.26	42639.65	10.79	10.69	15
Poutres secondaires	Appui	32.71	65218.32	12.49	6.26	15
	Travée	31.72	57863.75	11.71	6.41	15

✓ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le BAEL91, la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Après calcul les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Dispositions constructives des armatures dans les poutres

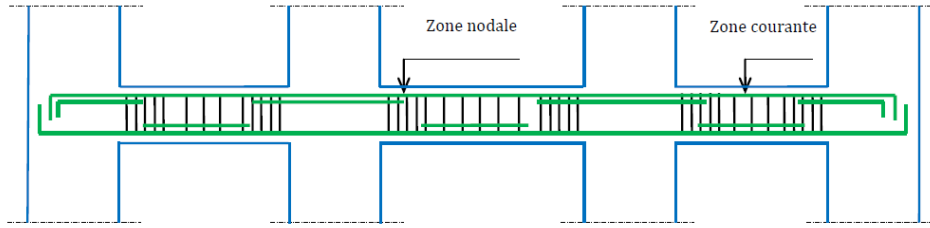


Figure 5.8 : Dispositions constructive des armatures des poutres.

Schéma de ferrailage

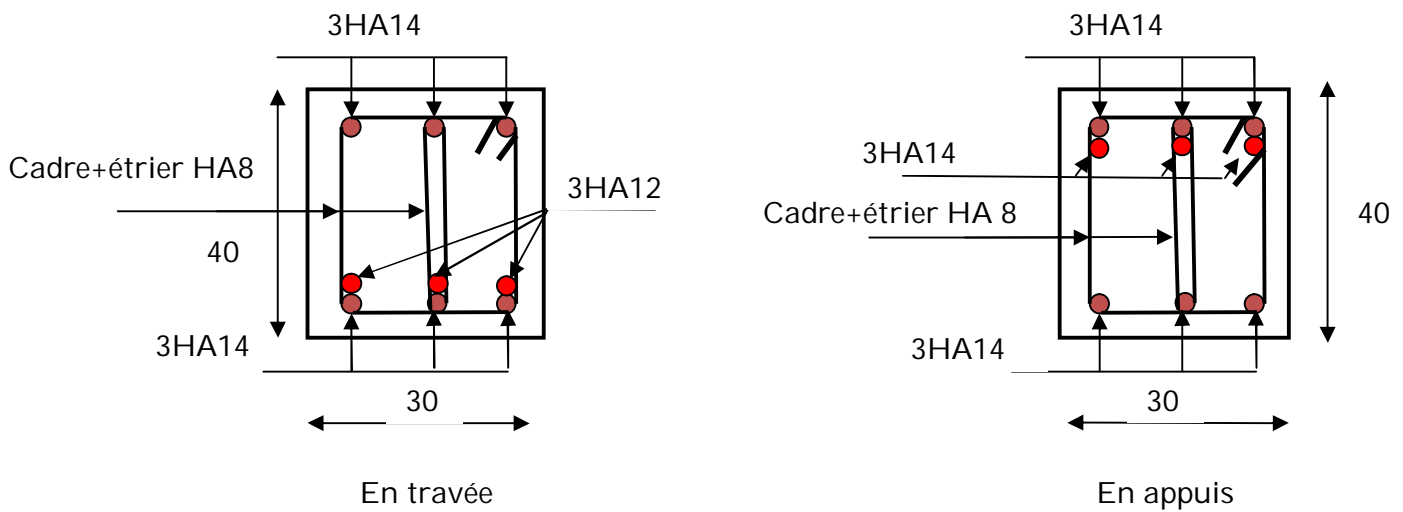


Figure 5.9 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

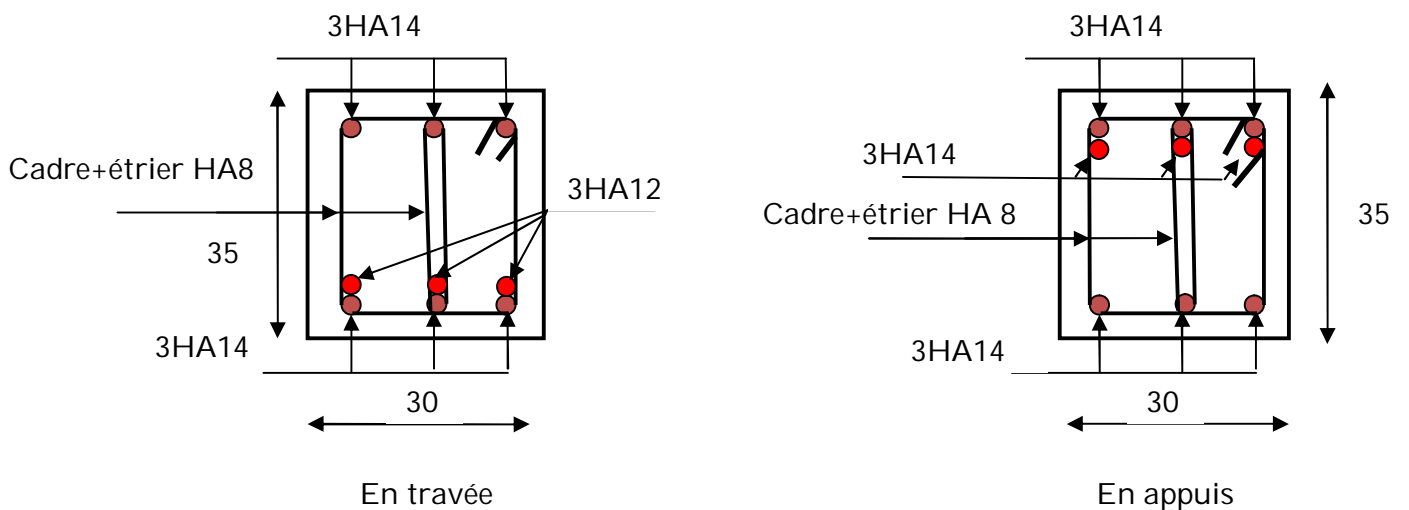


Figure 5.10 : Schéma de ferrailage des poutres secondaire.

5.4. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA99/03(Article 7.6.2) , dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, a la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectes d'un coefficient de majoration qui est égale a 1.25.

Ca consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$M_N + |M_S| \geq 1.25 \times (|M_W| + |M_E|)$$

1) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) 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,

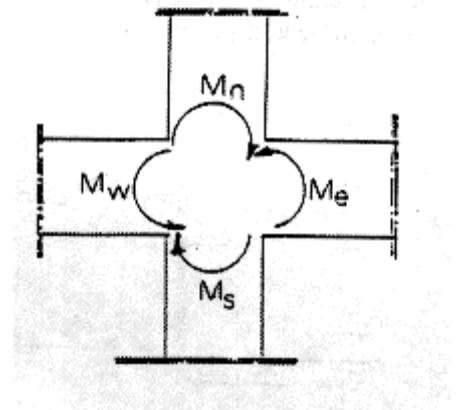
$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : $Z = 0.9 \times h$ et $\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau 5.9 : Moment résistant dans les poteaux.

Etage	Section (cm ²)	Z(cm)	As(cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	55 × 55	49.5	29.64	510.57
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	55 × 50	49.5	24.11	415.31
3 et 4 ^{ème} étage	50 × 50	45	20.6	322.59
5 et 6 ^{ème} étage	50 × 45	45	18.72	293.15
7 ^{ème} étage	45 × 40	40.5	16.07	226.49



2) Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux

Tableau 5.10 : Moment résistant dans les poutres.

Niveau	Section (cm ²)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)
RDC	P.P (30*40)	100.34	100.34	250.85
	P.S (30*35)	87.80	87.80	219.5
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	P.P (30*40)	100.34	100.34	250.85
	P.S (30*35)	87.80	87.80	219.5
3 et 4 ^{ème} étage	P.P (30*40)	100.34	100.34	250.85
	P.S (30*35)	87.80	87.80	219.5
5 et 6 ^{ème} étage	P.P (30*40)	100.34	100.34	250.85
	P.S (30*35)	87.80	87.80	219.5
7 ^{ème} étage	P.P (30*40)	100.34	100.34	250.85
	P.S (30*35)	87.80	87.80	219.5

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

5.5. Etude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

1). $1.35G+1.5Q$

2). $G+Q\pm E$

3). $0.8G\pm E$

5.5.1. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [4] (7.7.4.1)

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile. Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ 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 (jonction par recouvrement).

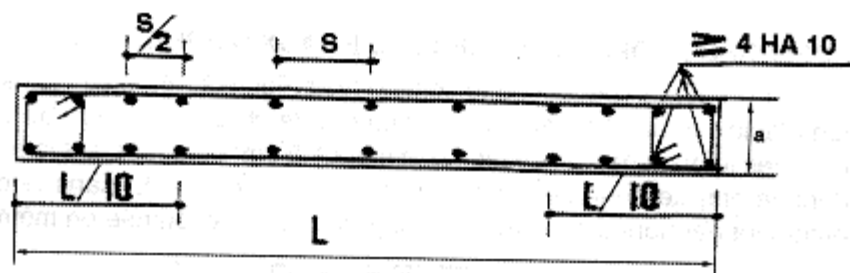


Figure 5.11 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b). Aciers horizontaux : [4] (7.7.4.2)

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales ; Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0.15%.
- En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

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 1/10 de l'épaisseur du voile ;

5.5.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.11 : Sollicitation maximale dans le voile Vx1 = 2.2 m

Niveau	Nmax→Mcor		Nmin→Mcor		Mmax→Ncor		V
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	1361.80	6.16	551.65	745.08	746.72	843.18	270.01
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1218.09	24.43	555.65	498.57	526.85	966.34	260.76
3 et 4 ^{ème} étage	899.30	41.13	293.65	164.18	211.41	831.02	158.14
5 et 6 ^{ème} étage	55.63	53.66	148.81	91.51	153.44	547.47	118.51
7 ^{ème} étage	210.66	182.81	53.39	83.38	182.81	210.66	90.68

Tableau 5.12 : Sollicitation maximale dans le voile Vx2 = 1.00m

Niveau	Nmax→Mcor		Nmin→Mcor		Mmax→Ncor		V
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	894.42	1.96	370.94	269.70	274.0	532.05	150.57
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	818.06	6.52	389.25	15.57	222.05	576.81	135.42
3 et 4 ^{ème} étage	607.75	15.77	284.25	189.11	194.31	420.24	128.53
5 et 6 ^{ème} étage	369.51	26.57	175.24	19.82	150.56	256.21	103.4

7 ^{ème} étage	134.62	74.28	58.23	198.43	216.36	343.15	99.73
------------------------	--------	-------	-------	--------	--------	--------	-------

Tableau 5.13 : Sollicitation maximale dans le voile Vy1 = 3.35m

Niveau	Nmax→Mcor		Nmin→Mcor		Mmax→Ncor		V
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	1533.31	1902.28	299.45	1875.14	1902.28	1533.31	499.95
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1294.31	37.72	440.61	214.90	1265.18	756.28	395.43
3 et 4 ^{ème} étage	945.85	32.06	366.04	87.05	521.92	607.36	280.66
5 et 6 ^{ème} étage	562.47	23.73	180.13	230.81	238.09	289.80	160.54
7 ^{ème} étage	237.28	39.48	67.72	194.48	241.93	235.43	79.59

Tableau 5.14 : Sollicitation maximale dans le voile Vy2 = 3.00m

Niveau	Nmax→Mcor		Nmin→Mcor		Mmax→Ncor		V
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	1507.27	38.10	389.94	1357.63	1371.63	710.16	383.47
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1350.43	111.01	515.80	272.11	898.87	838.34	292.46
3 et 4 ^{ème} étage	1004.31	79.62	428.53	131.25	392.56	654.28	192.38
5 et 6 ^{ème} étage	611.70	64.94	216.50	198.43	216.36	343.15	103.28
7 ^{ème} étage	238.73	86.14	81.42	165.40	187.54	127.86	69.98

Tableau 5.15 : Sollicitation maximale dans le voile Vy3 = 1.7m

Niveau	Nmax→Mcor		Nmin→Mcor		Mmax→Ncor		V
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC	1326.70	39.46	449.26	309.41	320.78	745.57	121.51
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	1206.16	56.05	495.99	266.99	282.85	765.04	132.76
3 et 4 ^{ème} étage	907.53	49.58	423.30	186.32	200.58	624.83	122.60
5 et 6 ^{ème} étage	568.14	46.82	241.02	119.75	133.40	365.24	93.82
7 ^{ème} étage	213.25	51.97	71.20	98.14	112.65	114.89	93.99

5.5.3. Ferrailage des voiles :

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

A_v^{cal} : Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

A_h^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

A_h^{cal} : Section d'armature horizontale calculée.

A_h^{adop} : Section d'armature adoptée par face pour tout le voile.

$N^{bre}/$ par face : Nombre de barre adoptée par face pour tout le voile.

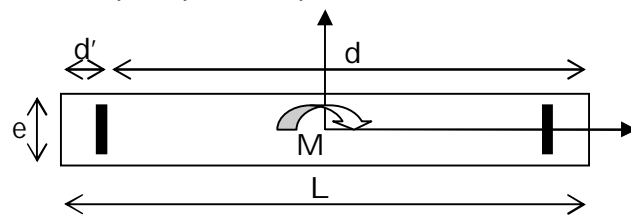


Figure 5.12 : Schéma d'un voile plein

- Exemple de calcul.

a) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times L$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$L = 3.00\text{m}$; $e = 0.20$; $N_{\max} = 1507.27\text{KN}$; $M = 38.10\text{KN.m}$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0.025 \text{ m} ; \quad \frac{L}{2} = \frac{3.35}{2} = 1.675\text{m}$$

$e_G < \frac{h}{2} \rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}y = 2.63 \text{ MPa}$$

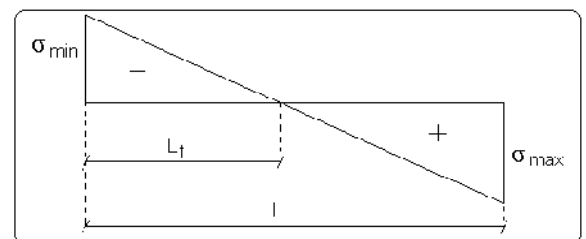
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}y = 2.38 \text{ MPa}$$

Soit L_t longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = 1.42 \text{ m}$$

$$M_{UA} = M_U + N_U \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1846.82 \text{ KN.m}$$

la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple



$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1846.82 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.57^2 \times 14.2} = 0.098$$

$$\mu_{bu} = 0.089 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.116$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 2.57 \text{ m.}$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1846.82 \times 10^{-3}}{2.57 \times 348} = 20.64 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 20.64 \times 10^{-4} - \frac{1846.82 \times 10^{-3}}{348} = -3.24 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A_s = 0$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue est : $A_v^{min} = 0.2\% \times e \times L_t = 5.68 \text{ cm}^2$

On opte pour : $A_v^{adop} = 14HA 14 = 21.56 \text{ cm}^2$

b) Armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 383.47 \times 10^{-3}}{0.20 \times 2.7} = 0.99 \text{ MPa}$$

Soit $S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 1.25 \text{ cm}^2$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.60 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_h = 13HA8 = 6.53 \text{ cm}^2$

Les tableaux suivants illustrent les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales des voiles :

Tableau 5.16 : Ferrailage du voile Vx1

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} étage
Section	20×220	20×220	20×220	20×220	20×220
M (KN.m)	746.72	526.85	211.41	153.44	182.81
N(KN)	843.18	966.34	831.02	547.47	210.66
V(KN)	270.01	260.79	158.14	118.51	90.68
τ_u	0.95	0.92	0.55	0.41	0.32

$\overline{\tau}_b$	5	5	5	5	5
A_{v}^{cal} (cm ²)	23.28	21.40	14.31	9.49	5.48
A_{v}^{min} (cm ²)	6.22	2.14	1.34	1.03	6.01
A_{v}^{adop} (cm ²)	28.15	21.55	15.83	11.00	11.00
N ^{bre/} par face	14HA16	14HA14	14HA12	14HA10	14HA10
S_h (cm)	15	15	15	15	15
A_{v}^{cal} (cm ²)	1.18	1.15	0.68	0.51	0.4
A_{h}^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
N ^{bre/} par face	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.17 : Ferrailage du voile Vx2

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} étage
Section	20×100	20×100	20×100	20×100	20×100
M (KN.m)	274.00	222.05	194.31	150.56	216.36
N(KN)	532.05	576.81	420.24	256.21	343.15
V(KN)	150.57	136.42	128.53	103.4	99.73
τ_u	1.17	1.06	0.99	0.80	0.77
$\overline{\tau}_b$	5	5	5	5	5
A_{v}^{cal} (cm ²)	17.66	12.66	12.66	10.40	12.32
A_{v}^{min} (cm ²)	4.17	2.61	3.54	5.05	5.56
A_{v}^{adop} (cm ²)	18.85	14.32	14.32	11.12	14.32
N ^{bre/} par face	6HA20	4HA16 + 2HA20	4HA16 + 2HA20	4HA16 + 2HA12	4HA16 + 2HA20
S_h (cm)	15	15	15	15	15
A_{v}^{cal} (cm ²)	1.46	1.32	1.23	1.00	0.96
A_{h}^{min} (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
N ^{bre/} par face	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.18 : Ferrailage du voile Vy1

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} étage
Section	20×335	20×335	20×335	20×335	20×335
M (KN.m)	1902.28	1265.18	521.92	238.09	241.93
N(KN)	1533.31	756.28	607.36	289.80	235.43
V(KN)	499.95	395.43	280.66	160.54	79.59
τ_u	1.16	0.91	0.65	0.37	0.18
$\overline{\tau}_b$	5	5	5	5	5
$A_{v,cal}$ (cm ²)	41.15	22.77	13.07	6.04	5.37
$A_{v,min}$ (cm ²)	8.18	13.37	3.61	3.15	5.63
$A_{v,adop}$ (cm ²)	43.96	23.44	15.81	10.99	10.99
N ^{bre/} par face	14HA20	10HA14 + 4 HA 16	14HA12	14HA10	14HA10
S _h (cm)	20	20	20	20	20
$A_{v,cal}$ (cm ²)	1.45	1.13	0.81	0.46	0.22
$A_{h,min}$ (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
N ^{bre/} par face	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.19 : Ferrailage du voile Vy2

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} étage
Section	20×300	20×300	20×300	20×300	20×300
M (KN.m)	38.10	898.87	79.62	64.94	86.14
N(KN)	1507.27	838.34	1004.31	611.70	238.73
V(KN)	383.47	292.46	192.38	103.28	69.98
τ_u	0.99	0.75	0.49	0.26	0.18
$\overline{\tau}_b$	5	5	5	5	5
$A_{v,cal}$ (cm ²)	20.62	21.30	14.12	8.67	4.50

$A_{v\min}$ (cm ²)	5.68	6.86	5.04	4.72	1.67
$A_{v\text{adop}}$ (cm ²)	21.56	21.56	15.81	10.99	10.99
N ^{bre} / par face	14HA14	14HA14	14HA12	14HA10	14HA10
S_h (cm)	20	20	20	20	20
$A_{v\text{cal}}$ (cm ²)	1.25	0.93	0.61	0.32	0.22
$A_{h\min}$ (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
N ^{bre} / par face	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau 5.20 : Ferrailage du voile Vy3

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} Etage	7 ^{ème} étage
Section (cm ²)	20×170	20×170	20×170	20×170	20×170
M (KN.m)	39.46	56.05	49.58	46.82	51.97
N(KN)	1326.70	1206.16	907.53	568.14	213.25
V(KN)	121.51	132.76	122.60	93.60	93.99
τ_u	0.55	0.60	0.56	0.42	0.43
$\overline{\tau_b}$	5	5	5	5	5
$A_{v\text{cal}}$ (cm ²)	19.15	17.71	13.22	8.41	3.75
$A_{v\min}$ (cm ²)	3.04	2.84	2.74	2.41	0.47
$A_{v\text{adop}}$ (cm ²)	20.09	20.09	15.4	11.3	11.3
N ^{bre} / par face	10HA16	10HA16	10HA14	10HA12	10HA12
S_h (cm)	15	15	15	15	15
$A_{v\text{cal}}$ (cm ²)	0.68	0.75	0.7	0.52	0.53
$A_{h\min}$ (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
N ^{bre} / par face	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53	13HA8 =6.53
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Exemple de schéma de ferrailage

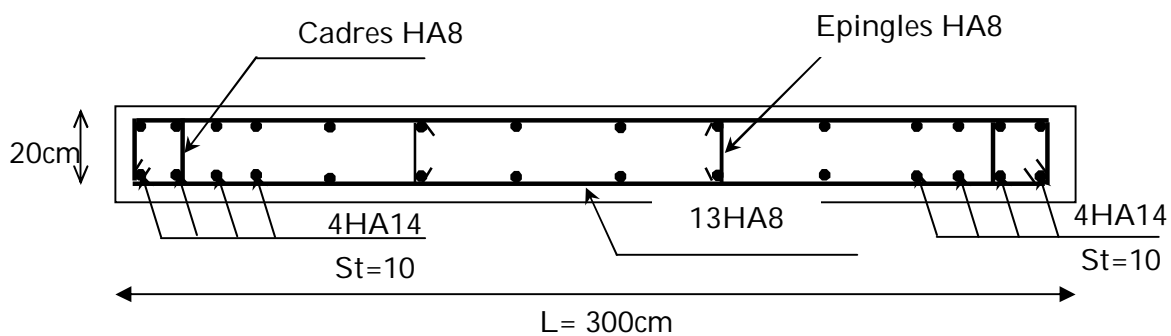


Figure 5.13 : Schéma de ferrailage du voile Vy2 au niveau du 1^{er} étage.

Chapitre 6 Etude des fondations

6.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

6.2. Choix de type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ L'importance de l'ouvrage.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur de bon sol.

Selon le rapport du sol, le terrain présente une capacité moyenne dans les cinq premiers mètres. Le type de fondations suggéré est superficiel, ancrées à 2,34 m, du niveau de base, et un taux de travail de 1,8 bars.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

- 1,35G + 1,5Q
- G + Q
- 0,8G ± E

6.3. Vérifications

6.3.1. Semelle isolée

Les poteaux étant de sections rectangulaires, on choisit des semelles rectangulaires.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

Pour cette vérification on prend la semelle

La plus sollicitée, Avec :

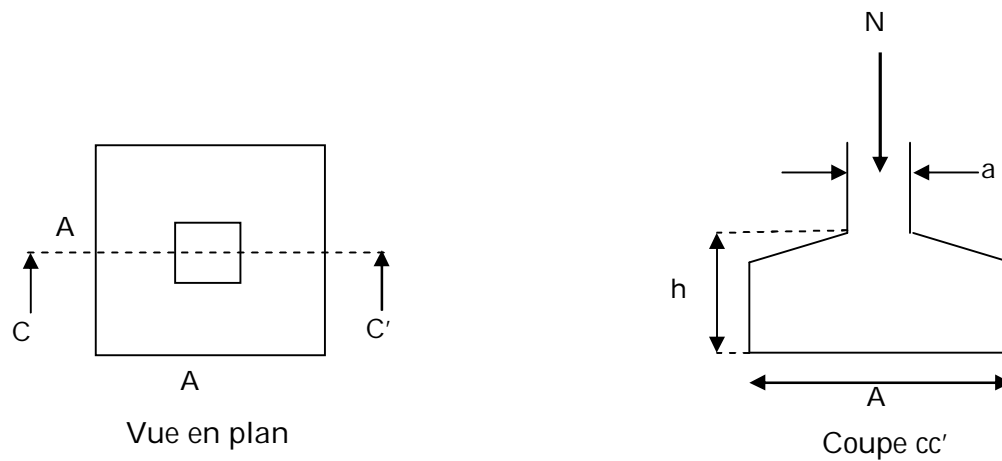


Figure 6.1 : Schéma d'une semelle isolée.

S : Surface d'appui de la semelle.

σ_{bc} : Contrainte admissible du sol.

N : Effort normal à la base de poteau, obtenu par le logiciel **SAP2000**.

$N = 2023.837$ KN.

$\overline{\sigma}_{sol} = 180$ KN/m².

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire ($a \times b$), donc $S = A \times B$

$$\sigma = \frac{N}{A \times B} \leq \overline{\sigma}_{bc} \Rightarrow A \times B = \frac{N}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

Semelle et poteau homothétiques :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

Avec $a = 0.55$ m, $b = 0.55$ m dimensions du poteau.

On remplace (2) dans (1) ; on aura :

$$S = A \times B = \frac{N}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{b \times N}{a \times \overline{\sigma}_{bc}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.55 \times 2023.837}{0.55 \times 180}} = 3.35 \text{ m}$$

$$A \geq 3.42$$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, et vu les distances entre axes des poteaux, le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

6.3.2. Semelle filante

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 9 poteaux.

Avec :

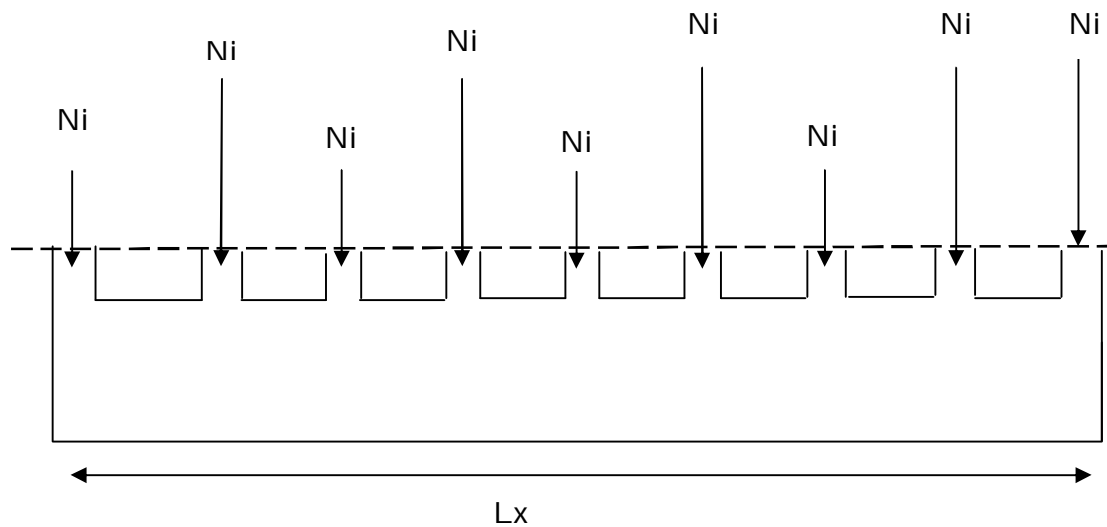


Figure 6.2 : Semelle filante.

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 802.32 \text{ KN}, \quad N_2 = 1069.87 \text{ KN}, \quad N_3 = 1128.68 \text{ KN}, \quad N_4 = 1276.42 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2023.83 \text{ KN}, \quad N_6 = 1465.93 \text{ KN}, \quad N_7 = 1750.86 \text{ KN}, \quad N_8 = 1528.36 \text{ KN}; \quad N_9 = 887.58 \text{ KN}$$

$$\sum N_i = 11933.85 \text{ KN}.$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{11933.85}{180 \times 20.96} = 3.16 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles. Se choix ne convient pas.

6.3.3. Radier générale

6.3.3.1. Définition

Le radier fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide).

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Dans le but d'augmenter sa rigidité, on opte pour un radier avec nervures supérieures.

6.3.3.2. Pré dimensionnement

✓ La condition du coffrage

$L_{\max} = 5.55\text{m}$: la plus grande portée entre deux éléments de contreventement

Nervure:

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{525}{10} \Rightarrow h_t \geq 52.5 \text{ cm}$$

Dalle :

$$h_0 \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{525}{20} \Rightarrow h_0 \geq 26.25 \text{ cm}$$

✓ Vérification de condition de coffrage

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.216 \times 10^4 \text{MPa}$.

I : inertie de la section du radier.

K : module de résistance du sol. (on un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 \text{KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4 \times 10^4 \times 5.25^4}{3.216 \times 10^7 \times \pi^4}}$$

$$h \geq 0.77 \text{ m}$$

Alors on opte pour une hauteur du radier $h_0 = 30 \text{ cm}$ qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité. Et une hauteur de $h = 80 \text{ cm}$ pour les nervures

Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

$$S_{rad} \geq \frac{51764.271}{180}$$

$$S_{rad} \geq 287.57 \text{ m}^2$$

La surface des fondations représente 77.72% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale sans débord avec une surface $S_{rad}=370 \text{ m}^2$.

a) Les vérifications

✓ Vérification de la poussée hydrostatique

$$P=H \times F \times S \times \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.60 m

S : surface totale du bâtiment = 370 m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

$$P = 3.6 \times 1.5 \times 370 \times 10 = 19980 \text{ KN} < N = 51764.271 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification au poinçonnement

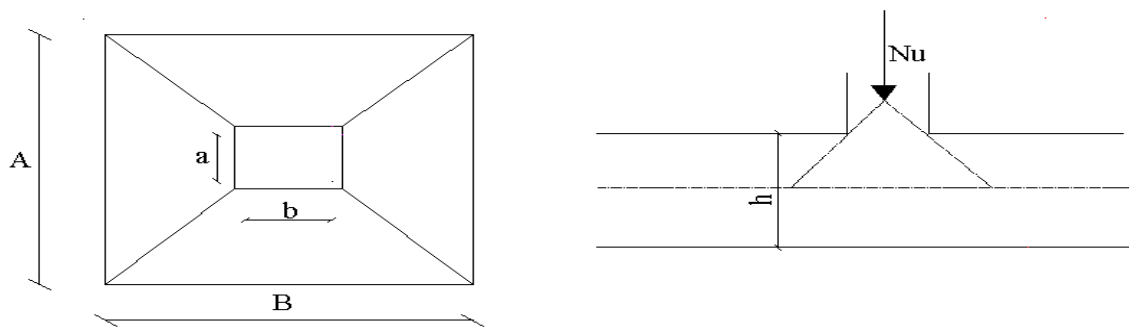


Figure 6.3 : Schéma du poinçonnement.

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_u : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$$N = 2023.837 \text{ KN.}$$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Le poteau le plus sollicité est le poteau de section (55×55) cm × cm, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante :

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = a + h$$

$$B = b + h$$

$$A = 55 + 80 = 135 \text{ cm.}$$

$$B=55+80=135 \text{ cm.}$$

On trouve $U_c = 5.40 \text{ m.}$

$$0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 5.4 \times 3.60 \times \frac{25}{1.15} = 19.01 \text{ MN.}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement

✓ **Vérification des contraintes dans le sol :**

Calcul des contraintes sous le radier :

Sens xx :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x Y_G}{I_x}$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

D'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 9636.5 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 10.48 \text{ m.}$$

$$I_y = 13559 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 8.84 \text{ m.}$$

$$M_x = 1843.169 \text{ KN.m, } M_y = 4615.339 \text{ KN.m.}$$

$$N = 51764.271 \text{ KN.}$$

$$\sigma_1 = \frac{51.764271}{370} + \frac{1.843169 \times 8.84}{9636.5} = 0.141 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_2 = \frac{51.764271}{370} - \frac{1.843169 \times 8.84}{9636.5} = 0.138 \text{ MPa.}$$

σ_1 et σ_2 sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.141 + 0.138}{4} = 0.140 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = 0.140 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens xx

Sens yy:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_y X_G}{I_y}$$

$$\sigma_1 = \frac{51.764271}{370} + \frac{4.615 \times 10.48}{13559} = 0.143 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{51.764271}{370} - \frac{4.615 \times 10.48}{13559} = 0.136 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0.143 + 0.136}{4} = 0.141 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 0.141 \text{ MPa} < \sigma_{\text{sol}} = 0.18 \text{ MPa}$$

✓ Vérification de la stabilité au renversement

Selon le **RPA 99/version 2003**, On doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens x-x : } e = \frac{1843.169}{51.764271} \Rightarrow e = 0.035 < \frac{19.95}{4} = 4.98 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } e = \frac{4615.339}{51.764271} \Rightarrow e = 0.089 \text{ m} < \frac{20.96}{4} = 5.25 \text{ m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

b) La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée nervurée en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable de dimension $l_x=3.7\text{m}$; $l_y=5.55\text{m}$ et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

✓ Calcul des sollicitations

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{51764.271}{370} = 139.90 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{37800.33}{370} = 102.16 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{370}{525} = 0.70 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

- A l'ELU : ($v=0$)

$$\rho = 0.66 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$\text{Sens x-x : } M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 131.00 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y : } M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 56.59 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 111.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 48.10 \text{ KN.m}$$

En appui : $M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 65.50 \text{ KN.m}$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 28.29 \text{ KN.m}$$

- **A I'ELS :** ($\nu=0.2$)

$$\rho = 0.66 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

Sens x-x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 103.91 \text{ KN.m}$

Sens y-y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 60.44 \text{ KN.m}$

Calcul des moments réels :

En travée : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 88.32 \text{ KN.m}$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 51.37 \text{ KN.m}$$

En appui : $M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 51.95 \text{ KN.m}$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 30.22 \text{ KN.m}$$

✓ **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de (1×0.30) m², et en respectant la condition de non fragilité suivante :

Tableau 6.1: ferraillage du radier

Localisation		Moment (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	111.35	13.72	2.80	5HA20=15.71	20
	En appuis	65.50	7.82		5HA16=10.05	20
Sens yy	En travée	48.10	5.68	2.40	5HA14=7.70	20
	En appuis	28.29	3.30		5HA12=5.65	20

✓ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$

Tableau 6.2 : Vérification des contraintes du radier.

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
x-x	M _t	3.67	8.75	84557.05	9.13	15
	M _a	2.16	7.30	60195.70	6.30	15
y-y	M _t	1.96	6.53	48683.27	6.89	15
	M _a	1.16	5.71	37741.46	4.57	15

✓ Schéma de ferrailage du radier

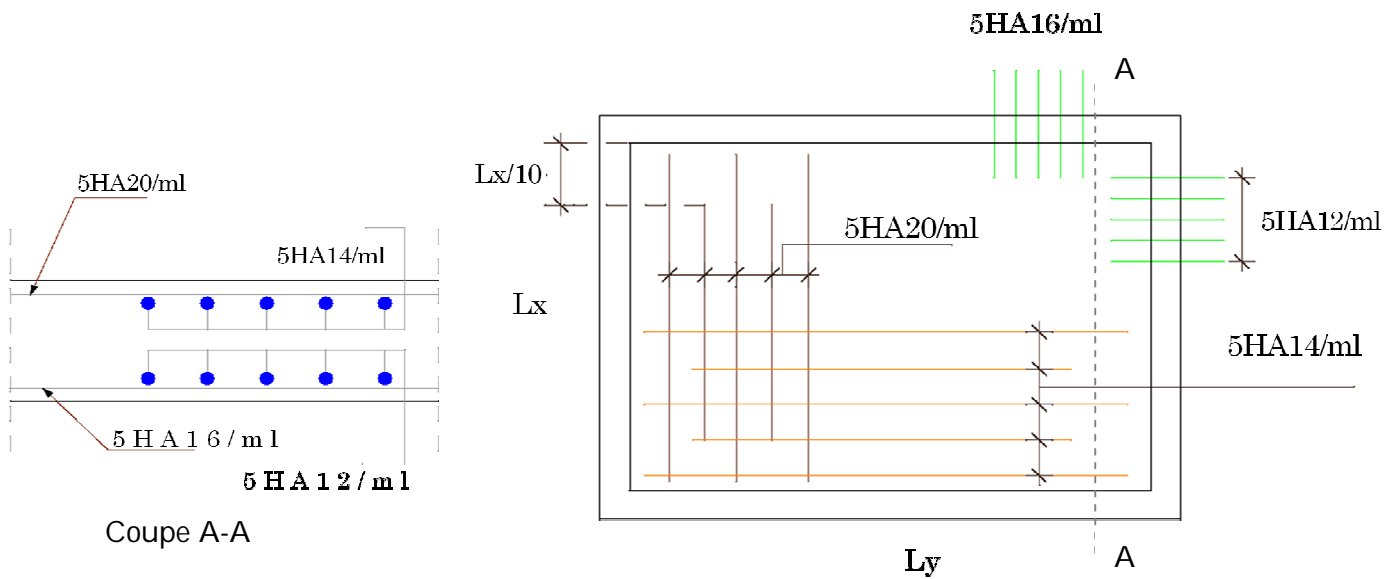


Figure 6.4 : Schéma de ferrailage du radier

6.3.4. Etudes des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties

a) Distribution des charges :

Charge triangulaire :

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

Charge trapézoïdale :

$P = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$q_u = 139.90 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 102.16 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Calcul des sollicitations :

Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \text{ avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

✓ Sens x-x

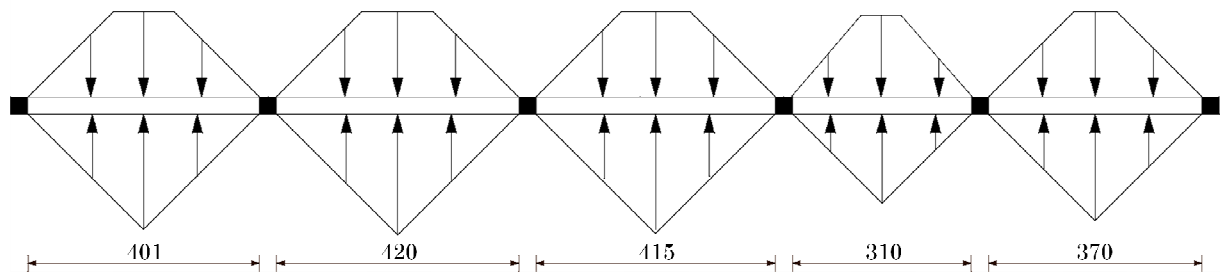


Figure 6.5 : Schéma statique de la nervure dans le sens xx.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.3 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal

Travée	$L_x(m)$	$l'_x(m)$	$P1$	$P2$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
						M_g	M_d		
A-B	4.01	4.01	169.12	200.52	369.64	111.44	371.49	2.18	222.61
B-C	4.20	3.36	153.33	200.52	353.85	249.67	199.74	1.63	43.76
C-D	4.15	3.32	152.04	200.52	352.56	240.60	163.55	1.53	42.63
D-E	3.10	2.48	148.52	200.52	349.04	139.61	174.52	1.28	95.80
E-F	3.70	3.70	162.62	200.52	363.14	181.57	54.47	1.75	116.85

✓ Sens y-y

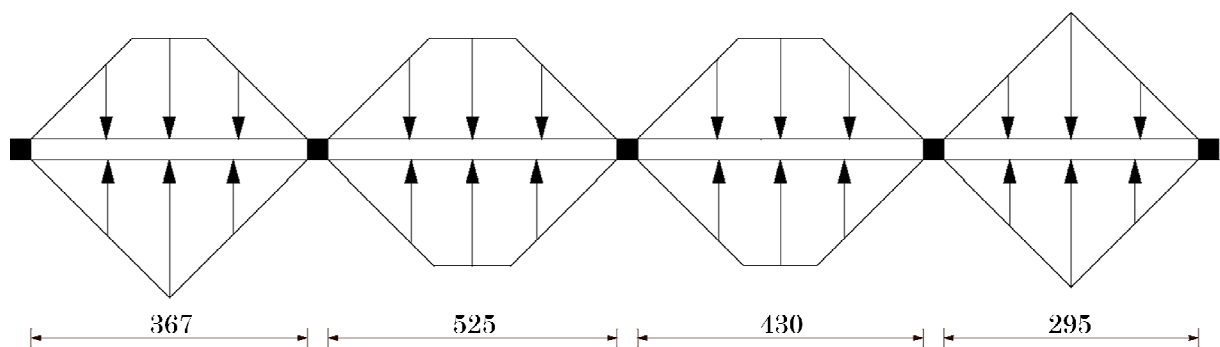


Figure 6.6 : Schéma statique de la nervure dans le sens yy.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal

Travée	$L_y(m)$	$l'_y(m)$	$P1$	$P2$	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
						M_g	M_d		
A-B	3.67	3.67	163.33	175.34	338.67	85.52	285.09	1.99	139.87
B-C	5.25	4.20	172.31	192.74	365.05	402.46	321.97	2.04	23.88
C-D	4.30	3.44	156.81	189.62	346.43	204.97	256.21	1.76	35.75
D-E	2.95	2.95	140.36	175.34	315.70	171.71	51.51	1.34	117.11

b) Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.80 \text{ m}$$

$$h_0=0.30 \text{ m}$$

$$b_0=0.55\text{m}$$

$$d=0.25 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{5.25}{10}; \frac{4.20}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.525; 2.1)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.55\text{m}$$

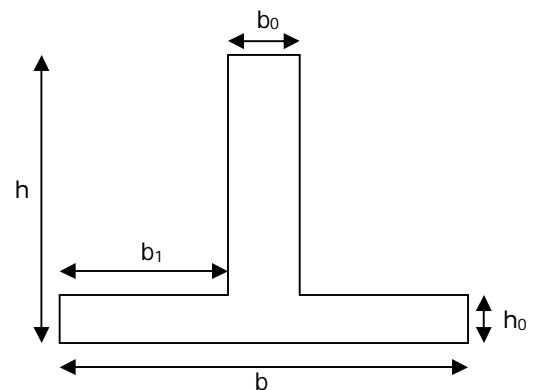


Figure 6.7 : Section à ferrailer

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.65\text{m}$$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.5 : Résumé des résultats

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
X-X	Travée	222.61	27.89	6.7	10HA20=34.10
	Appui	329.15	43.43	2.11	10HA25=49.09
Y-Y	Travée	139.87	16.92	6.7	5HA25=24.54
	Appui	239.37	48.32	2.11	10HA25=49.09

- Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \leq \bar{\sigma}_s = 240 MPa.$$

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

Tableau 6.6 : Vérification des contraintes

Sens	Localisation	M_{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	286.84	4.47	15	40.22	240
	Appui	240.35	3.28	15	18.61	240
Y-Y	Travée	102.13	1.8	15	22.71	240
	Appui	174.80	2.39	15	13.53	240

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 400.83 KN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0.97 MPa < 2.5 MPa.$$

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.28; 5.5) cm = 2.28 cm \quad \text{Soit } \phi_t = 10 mm.$$

Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{lmin}\right) \Rightarrow S_t = \min(20; 12; 20) = 12 cm \quad \text{soit } S_t = 10 cm..$$

✓ Schéma de ferrailage des nervures

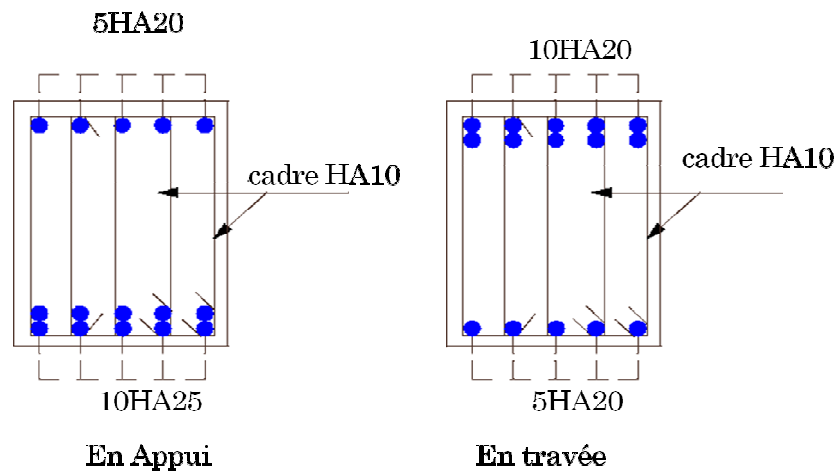


Figure 6.8 : Schéma de ferrailage des nervures sens xx

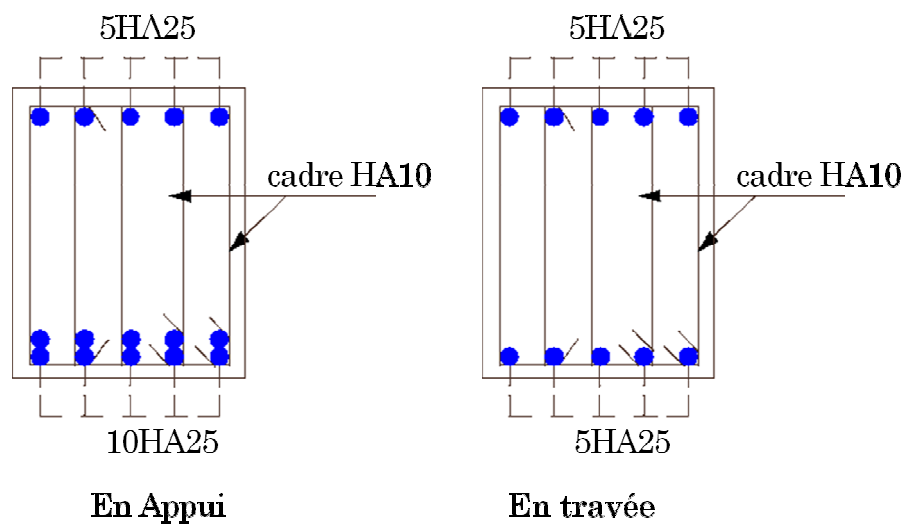


Figure 6.9: Schéma de ferrailage des nervures sens yy

6.4. Voiles périphériques :

6.4.1. Introduction :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.

6.4.2. Dimensionnement des voiles :

La hauteur $h=3.60$ m

La longueur $L=4.60$ m

L'épaisseur $e=20$ cm

6.4.3. Caractéristiques du sol :

Le poids spécifique

L'angle de frottement

La cohésion

6.4.4. Evaluation des charges et surcharges :

Ce voile est soumis à :

- ✓ **La poussée des terres :**

$$G = h \times (\gamma \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})) - 2 \times c \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2})$$

$$G = 3.6 \times (20.6 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{0.18}{2})) - 2 \times 37 \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{0.18}{2}) = 10.14 \text{ KN/ml}$$

- ✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 6.95 \text{ KN/ml}$$

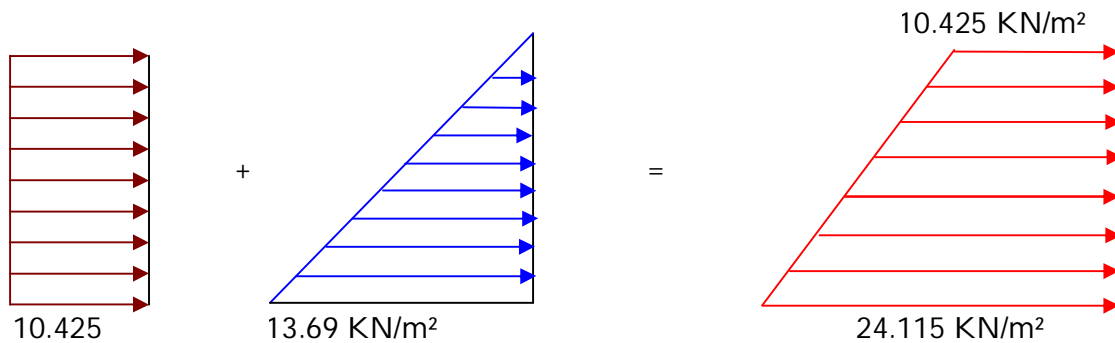
6.4.5. Ferrailage du voile :

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.

A L'ELU :

$$\sigma_{min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{min} = 10.425 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{max} = 24.115 \text{ KN/m}^2$$



$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times (\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times (10.425 + 24.115)}{4} = 25.90$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.78 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y$$

$$\rho = 0.78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0584 \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous

Avec :

$$A_{min} = 0.1\% b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA/2003. (art.10.1.2)}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant

Tableau 6.7 : ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A(cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	16.66	0.0405	0.0518	0.166	2.87	9.2	5HA16=10.05
	y-y	9.34	0.0227	0.0287	0.168	1.60	9.2	5HA16=10.05
Appui	x-x	9.80	0.0238	0.0256	0.168	1.67	9.2	5HA16=10.05
	y-y	5.49	0.0133	0.0168	0.168	0.93	9.2	5HA16=10.05

Sens xx: $S_t \leq \min(2 \times e; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens yy : $S_t \leq \min(2 \times e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

a) Verifications

A L'ELU:

✓ Condition de non fragilité :

A L'ELS :

$$\rho = 0.78 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0650 \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases}$$

$$\sigma_{min} = 1 \times Q \Rightarrow \sigma_{min} = 6.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{max} = 1 \times G \Rightarrow \sigma_{max} = 10.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times (\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times (10.14 + 6.95)}{4} = 12.81 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Sens x-x} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 17.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 12.05 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments réels :

$$\text{En travée} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 14.96 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 10.24 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui} : M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 8.80 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 6.02 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes :

On doit vérifier : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser.}}{I} \times Y \leq \overline{\sigma_{bc}}$.

$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$

$\overline{\sigma_s} = \min\left(2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{f_{t28}}\right) = 201.63 MPa.$

$\sigma_s = \frac{15 M_{ser.}}{I} \times (d - y).$

Tableau 6.8 : Vérification des contrainte dan le voile périphérique..

	Sens	M(KN.m)	Y (cm)	I(cm ⁴)	$\sigma_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$
Travée	x-x	14.96	10.15	14047.75	10.80	109.42
	y-y	10.24	10.15	14047.75	7.39	74.89
Appuis	x-x	8.80	10.15	14047.75	6.35	64.36
	y-y	6.02	10.15	14047.75	4.34	44.03

- Schéma ferrailage du voile périphérique.

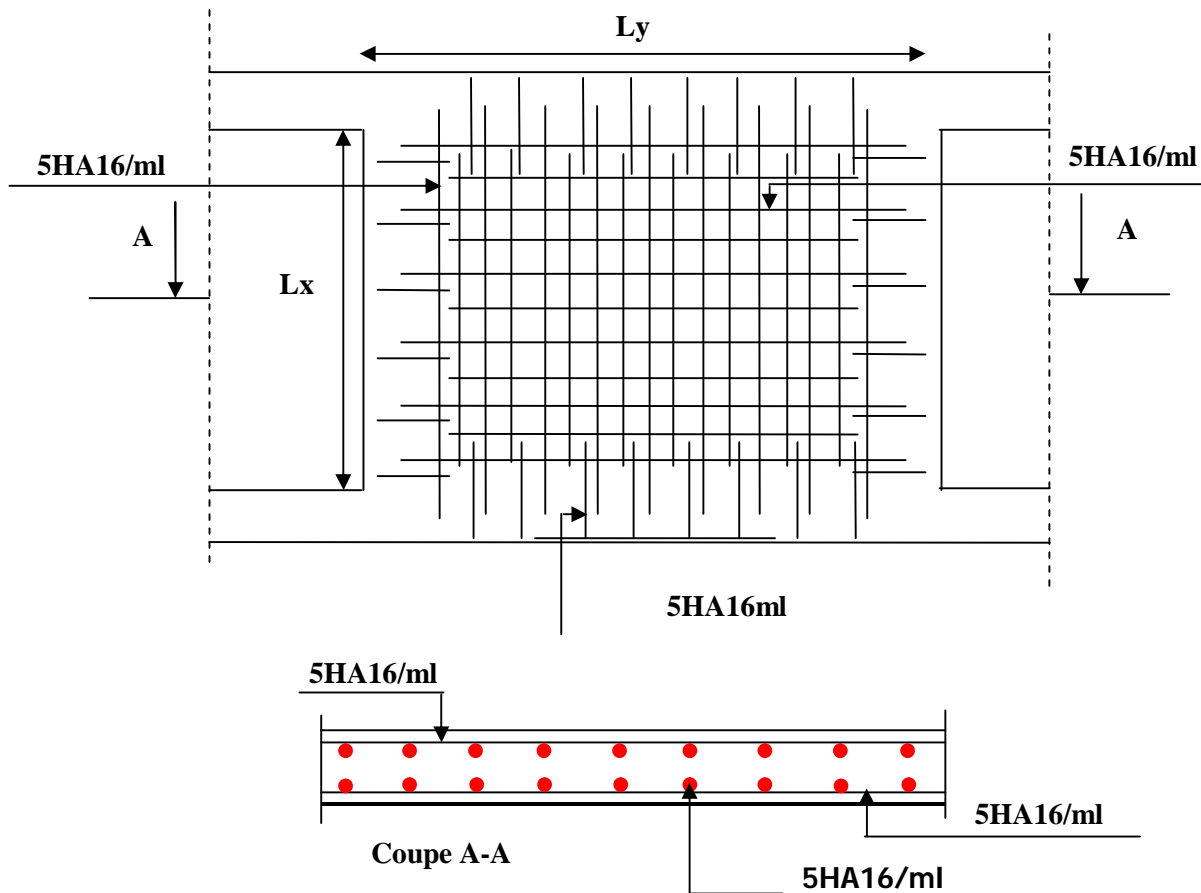


Figure 6.10 : Schéma ferrailage du voile périphérique.

Conclusion générale

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous SAP 2000

Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- L'ingénieur chargé de l'étude doit avoir un esprit critique face aux résultats du fait de l'existence des incertitudes propres aux calculs.
- L'utilisation du système mixte peut apporter aussi des avantages économiques.
- Il faut choisir une bonne disposition des voiles afin d'avoir une bonne répartition des charges entre les éléments de contreventement de la structure (Interaction) et limiter les effets de la torsion.
- 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 plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Les structures mixtes sont de plus en plus utilisées en construction, car elles offrent une bonne rigidité, et cela à des coûts moyens
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié les effets du second ordre (effet P-delta). L'effet P-Delta dépend des charges verticales et du déplacement latéral subi par la structure. Il est donc à priori évident, que les bâtiments de grande hauteur de par leur souplesse et de par la forte concentration de contraintes sous l'effet des charges verticales, sont particulièrement sensibles à cet effet.

- La satisfaction des conditions de vérification des moments résistants en zones nodales, permet de situer le risque de formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Bibliographie

- [1] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), Edition CGS, décembre 1993.
- [2] Règle BAEL 91 modifiées 99 (béton armé aux états limites), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charge d'exploitations, Edition CGS, octobre 1988.
- [4] Règle parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003)
- [5] DTR BC 2.33.1 .Règle de calcul des fondations superficielles.