



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+5 avec 2 entres sol**

Présenté par :

AZOUZ Fateh

BERRANE Lahlou

Soutenu le 30/06/2016 devant le jury composé de :

Mr BOUZEROURA

Président

Mr BELHAMDI.N

Encadreur

Mr OURETMACHE

Examineur

Remerciements

A l'occasion de ce projet de fin d'étude nous tenons à remercier, Dieu le tout puissant pour 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 soutien tant psychologique que financier, pendant la durée de nos longues études.

Nos vifs remerciements vont tout d'abord à notre encadreur Mr. BELHAMDI qui nous a suivis et guider tout au long de ce travail.

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

Nous tenons également à remercier Mr AINASSE Nabil pour son aide et ses conseils.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participés de près ou de loin à la réalisation de ce travail, et tous ceux que nous avons pu solliciter.

Table des matières

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE 1 PRESENTATION DU PROJET	2
1.1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE :	2
1.2. DONNEES GEOTECHNIQUES DU SITE :	2
1.3. CARACTERISTIQUES STRUCTURELLES :	4
1.3.1. Ossature et système de contreventement.....	4
1.3.2. Plancher :	5
1.3.3. Les escaliers :	5
1.3.4. La maçonnerie :	5
1.3.5. L'acrotère :	5
1.4. REGLEMENT ET NORMES UTILISEES :	5
1.5. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :	6
1.5.1. Béton :	6
1.5.2. Acier :	9
1.6. ACTIONS :	10
1.6.1. Actions permanentes (G) :	10
1.6.2. Actions variables (Qi) :	10
1.6.3. Actions accidentelles (FA) :	11
1.7. COMBINAISONS D'ACTIONS :	11
1.7.1. Combinaisons d'actions à L'ELU :	11
1.7.2. Combinaisons d'actions à L'ELS :	12
CHAPITRE 2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	13
2.1. INTRODUCTION :	13
2.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES :	13
2.2.1. Plancher :	13
2.2.2. Poutrelles :	15
2.2.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :	15
• 2.2.3.1 les poutres :	15
• 2.2.3.2 Les escaliers :	18
• 2.2.3.3. Les Voiles :	22
• 2.2.3.4. Les poteaux :	22
• 2.2.3.5. Evaluation des charges et surcharges :	23
• 2.2.3.6. Descente de charge :	27
• 2.2.3.7. Vérifications :	31
CHAPITRE 3 CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX	35
3.1. INTRODUCTION	35
3.2. CALCUL DES PLANCHERS	35
3.3. FERRAILLAGE DES POUTRELLES	47
3.3.1 Ferrailage des poutrelles de l'étage courant :	47
3.4. ETUDE DES DALLES PLEINES.....	59
3.4.1. Dalle pleine sur un appui	59

3.4.2. Dalle pleins sur trois appuis :	62
3.5. ETUDE DE L'ACROTERE :	67
3.6. ETUDE DE L'ESCALIER :	72
3.6.1. Etude de l'escalier entre sol1 :	72
3.6.2. Etude de l'escalier type 2	75
3.6.3. Etude de la poutre palière	81
3.7. Etude de l'ascenseur	85
3.8. POUTRE DE CHAINAGE	94
CHAPITRE 4 MODELISATION 3D ET ETUDE SISMIQUE	97
4.1. INTRODUCTION	97
4.2. MODELISATION	97
4.3. METHODE DE CALCUL DES FORCES SISMIQUES :	98
4.4. DISPOSITION DES VOILES	99
4.5. Vérifications vis-à-vis des règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003)	100
4.5.1. Mode de vibrations et taux de participation des masses	100
4.5.2. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base	103
4.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques	105
4.5.4. Vérification de l'effort normal réduit	107
4.5.5. Vérification vis-à-vis des déformations	108
4.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$	109
CHAPITRE 5 ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	110
5.1. LES POTEAUX	110
5.1.1. Calcul du ferrailage	112
5.1.1.1. Ferrailage longitudinale	112
5.1.1.2. Ferrailage transversale	113
5.2. ETUDE DES POUTRES	118
5.2.1. Calcul du ferrailage	119
5.2.1.1. Vérification des armatures selon le RPA99/version2003	120
5.2.1.1. Vérification à l'ELU	122
5.2.1.2. Verification à l'ELS	122
5.2.2. Schéma de ferrailage des poutres	124
5.2.3. Vérification des zones nodales	125
5.3. LES VOILES	126
5.3.1. Calcul du ferrailage	128
CHAPITRE 6 ETUDE DES FONDATIONS	132
6.1. INTRODUCTION	132
6.2. CHOIX DE TYPE DES FONDATIONS	132
6.3. VERIFICATIONS	133
6.3.1. Vérification de la semelle isolée	133
6.3.2. Vérification de la semelle filante	134
• 6.3.2.1. Pré dimensionnement	134
• 6.3.2.2. Vérification de la stabilité	135
6.4. MUR DE SOUTÈNEMENT	138
6.4.1. Dimensionnement du mur	138
6.4.2. Ferrailage des fondations du mur de soutènement	142

CONCLUSION GENERALE.....	144
BIBLIOGRAPHIE	145

Table des figures

FIGURE 1.1 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DU BETON.....	7
FIGURE 1.2 : DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION DE L'ACIER.....	9
FIGURE 2.1 : SCHEMA DE DISPOSITION DES POUTRELLES.....	14
FIGURE 2.2 : COUPE DU PLANCHER A CORPS CREUX.....	14
FIGURE 2.3 : SCHEMA D'UNE POUTRELLE.....	15
FIGURE 2.4: DALLE SUR UN SEUL APPUI.....	17
FIGURE 2.5 : DALLE SUR TROIS APPUIS.....	17
FIGURE 2.6 : SCHEMA D'UN ESCALIER.....	18
FIGURE 2.7 : VUE EN PLAN DES ESCALIERS.....	20
FIGURE 2.8 : VUE EN PLAN D'UN VOILE.....	22
FIGURE 2.9 : SURFACE AFFECTEE POUR LE POTEAU P1.....	27
FIGURE 3.1 : FERRAILLAGE DE LA POUTRELLE ET DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	59
FIGURE 3.2 : DALLE SUR UN SEUL APPUI.....	59
FIGURE 3.3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR 1 APPUI (BALCON).....	62
FIGURE 3.4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.....	65
FIGURE 3.5 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.....	67
FIGURE 3.6 : SECTION DE CALCUL DE L'ACROTERE.....	70
FIGURE 3.7 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTERE.....	72
FIGURE 3.8 : SCHEMA DE FERRAILLAGE D'ESCALIER TYPE 1.....	75
FIGURE 3.9 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER DU TYPE 2.....	78
FIGURE 3.10 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES ESCALIERS DE L'ENTRE SOL2 JUSQU'AUX 5 ^{EME} ETAGE.....	81
FIGURE 3.11 : SECTION CREUSE EQUIVALENTE.....	83
FIGURE 3.12 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE EN APPUI.....	84
FIGURE 3.13 : FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE EN TRAVEE.....	85
FIGURE 3.14 : VUE EN PLAN DE LA CAGE D'ASCENSEUR.....	85
FIGURE 3.15 : SCHEMA REPRESENTANT LA SURFACE D'IMPACTE.....	89
FIGURE 3.16 : SCHEMA DE LA DALLE D'ASCENSEUR.....	93
FIGURE 3.17 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	96
FIGURE 4.1 : MODELISATION 3D DE LA STRUCTURE.....	98
FIGURE 4.2 : DISPOSITION DES VOILES.....	100
FIGURE 4.3 : 1 ^{ER} MODE DE VIBRATION (TRANSLATION SELON L'AXE Y).....	101
FIGURE 4.4 : 2 ^{EME} MODE DE VIBRATION (TRANSLATION SELON L'AXE X).....	102
FIGURE 4.5 : 3 ^{EME} MODE DE VIBRATION (ROTATION AUTOUR DE L'AXE Z).....	102
FIGURE 5.1 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX D'ENTRE SOL 1 ET 2.....	117
FIGURE 5.2: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX RDC ET 1 ^{ER} ETAGE.....	117
FIGURE 5.3: SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX 2EME ET 3EME ETAGE.....	118
FIGURE 5.4 :SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POTEAUX 4EME ET 5EME ETAGE.....	118
FIGURE 5.5: FERRAILLAGE DU VOILE Vx2 AU NIVEAU DE L'ENTRE SOL 1.....	131
FIGURE 6.1 : SCHEMA D'UNE SEMELLE ISOLEE.....	133
FIGURE 6.2 : SCHEMA DE LA SEMELLE FILANTE.....	134
FIGURE 6.3 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.....	136
FIGURE 6.4 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE RIGIDITE.....	138
FIGURE 6.5 : FERRAILLAGE DU MUR DE SOUTÈNEMENT.....	142

FIGURE 6.6 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE DU MUR..... 143

Liste des Tableaux

TABLEAU 1.1 : RESULTATS DES ANALYSES D'IDENTIFICATION PHYSIQUES.....	3
TABLEAU 1.2 : RESULTATS DE L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE.....	3
TABLEAU 1.3 : RESULTATS DES ANALYSES CHIMIQUES.....	4
TABLEAU 1.4 : FE EN FONCTION DU TYPE D'ACIER.....	9
TABLEAU 2.1 : CARACTERISTIQUES DE L'ESCALIER ENTRE SOL.....	21
TABLEAU 2.2 : CARACTERISTIQUES DE L'ESCALIER ENTRE SOL 2 JUSQU'AU 5 ^{EME} ETAGE.....	21
TABLEAU 2.3 : EVALUATION DES CHARGES POUR LA TERRASSE INACCESSIBLE.....	23
TABLEAU 2.4 : EVALUATION DES CHARGES POUR LA TERRASSE ACCESSIBLE.....	23
TABLEAU 2.5 : EVALUATION DES CHARGES POUR ETAGE COURANT.....	24
TABLEAU 2.6 : EVALUATION DES CHARGES DES MURS EXTERIEURES.....	24
TABLEAU 2.7 : EVALUATION DES CHARGES POUR LA VOLEE.....	25
TABLEAU 2.8 : EVALUATION DES CHARGES POUR PALIER.....	25
TABLEAU 2.9 : EVALUATION DES CHARGES POUR LA VOLEE.....	25
TABLEAU 2.10: EVALUATION DES CHARGES POUR LA VOLEE.....	26
TABLEAU 2.11 : EVALUATION DES CHARGES POUR PALIER.....	26
TABLEAU 2.12 : DESCENTE DE CHARGE DU POTEAU P1.....	28
TABLEAU 2.13: VERIFICATION DES POTEAUX A LA COMPRESSION SIMPLE.....	32
TABLEAU 2.14 : VERIFICATION AU FLAMBEMENT.....	33
TABLEAU 3.1 : DIFFERENTS TYPES DE POUTRELLES.....	35
TABLEAU 3.2 : CHARGES REVENANT AUX POUTRELLES.....	36
TABLEAU 3.3 : CHARGES REVENANT AUX POUTRELLES.....	41
TABLEAU 3.4 : SOLLICITATIONS A L'ELU DES POUTRELLES DE LA TERRASSE INACCESSIBLE.....	44
TABLEAU 3.5 : SOLLICITATIONS A L'ELS DES POUTRELLES DE LA TERRASSE INACCESSIBLE.....	45
TABLEAU 3.6 : SOLLICITATIONS A L'ELU DES POUTRELLES DE L'ETAGE COURANT +ENTRE SOL2.....	46
TABLEAU 3.7 : SOLLICITATIONS A L'ELS DES POUTRELLES DE L'ETAGE COURANT +ENTRE SOL2.....	46
TABLEAU 3.8 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....	50
TABLEAU 3.9 : CHOIX DES BARRES DE FERRAILLAGE ET VERIFICATION DE CISAILLEMENT (ELU).....	51
TABLEAU 3.10 : VERIFICATION DES ETATS LIMITE DE COMPRESSION DU BETON (ELS).....	56
TABLEAU 3.11 : VERIFICATION AUX ETATS LIMITE DE DEFORMATIONS.....	56
TABLEAU 3.12 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRELLES.....	57
TABLEAU 3.13 : FERRAILLAGE DES POUTRELLES DE L'ETAGE COURANT+ENTRE SOL2.....	58
TABLEAU 3.14 : VERIFICATION DES CONTRAINTES.....	61
TABLEAU 3.15 : FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.....	63
TABLEAU 3.16 : CONTRAINTE DANS LE BETON DE LA DALLE SUR TROIS APPUIS.....	65
TABLEAU 3.17 : FERRAILLAGE DE LA DALLE SUR 3 APPUIS.....	66
TABLEAU 3.18 : VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT ET L'ELS.....	66
TABLEAU 3.19 : COMBINAISON DE CALCUL.....	69
TABLEAU 3.20 : RESULTATS DE FERRAILLAGE.....	73
TABLEAU 3.21 : RECAPITULATION DES SOLLICITATIONS.....	75
TABLEAU 3.22 : SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	76
TABLEAU 3.23 : VERIFICATION DE LA FLECHE.....	77
TABLEAU 3.24 : RECAPITULATION DES SOLLICITATIONS.....	78
TABLEAU 3.25 : SECTIONS DE FERRAILLAGE.....	79

TABLEAU 3.26 : VERIFICATION DE LA FLECHE	80
TABLEAU 3.27 : RECAPITULATION DE L'ENSEMBLE DES SOLlicitATIONS.....	82
TABLEAU 3.28 : SECTIONS D'ARMATURES A LA FLEXION SIMPLE	82
TABLEAU 3.29 : ARMATURES TRANSVERSALES EN FLEXION SIMPLE ET TORSION	84
TABLEAU 3.30 : FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS CHARGEMENT UNIFORMEMENT REPARTIE	87
TABLEAU 3.31 : FERRAILLAGE DE LA DALLE D'ASCENSEUR SOUS CHARGE CONCENTREE.....	91
TABLEAU 3.32 : SECTION DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE	94
TABLEAU 4.1 : PERIODES ET TAUX DE PARTICIPATION MASSIQUE.....	100
TABLEAU 4.2 : FACTEURS DE QUALITES.....	104
TABLEAU 4.3 : VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES.....	105
TABLEAU 4.4 : 2 ^{EME} VERIFICATION DE LA RESULTANTE DES FORCES SISMIQUES	105
TABLEAU 4.5 : JUSTIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGES VERTICALES.....	106
TABLEAU 4.6 : JUSTIFICATION DE L'INTERACTION SOUS CHARGES HORIZONTALES	106
TABLEAU 4.7 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL REDUIT	107
TABLEAU 4.8 : VERIFICATION VIS-A-VIS DES DEFORMATIONS	108
TABLEAU 4.9 : VERIFICATION DES EFFETS P- Δ	109
TABLEAU 5.1 : LES DIFFERENTES SOLlicitATIONS DANS LES POTEAUX.....	110
TABLEAU 5.2 : ARMATURES LONGITUDINALES MINIMALES ET MAXIMALES DANS LES POTEAUX EXIGEEES PAR LE RPA.....	111
TABLEAU 5.3 : ARMATURES LONGITUDINALES DANS LES POTEAUX	112
TABLEAU 5.4 : ARMATURES TRANSVERSALES DANS LES POTEAUX.....	113
TABLEAU 5.5 : VERIFICATION DU FLAMBEMENT POUR L'ENSEMBLE DES POTEAUX	114
TABLEAU 5.6 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DANS LE BETON DES POTEAUX	115
TABLEAU 5.7 : VERIFICATION DES SOLlicitATIONS TANGENTES DANS LES POTEAUX.....	116
TABLEAU 5.8 : FERRAILLAGE DES POUTRES.....	120
TABLEAU 5.9 : VERIFICATION DES CONTRAINTES TANGENTIELLES	122
TABLEAU 5.10: VERIFICATION DES ARMATURES LONGITUDINALES AU CISAILLEMENT.....	122
TABLEAU 5.11 : VERIFICATION DE LA LIMITE DE COMPRESSION DU BETON.....	123
TABLEAU 5.12 : RECAPITULATION DE L'EVALUATION DE LA FLECHE.....	123
TABLEAU 5.13 : MOMENT RESISTANT DANS LES POTEAUX.....	126
TABLEAU 5.14 : MOMENT RESISTANT DANS LES POUTRES.....	126
TABLEAU 5.15 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE $Vx2 = 1M$	128
TABLEAU 5.16 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE $Vy4 = 1.5M$	129
TABLEAU 5.17 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE $Vy3 = 1M$	129
TABLEAU 5.18 : RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE $Vy2 = 1.5M$	130
TABLEAU 5.19: RECAPITULATION DU FERRAILLAGE DU VOILE $Vx4 = 1.5M$	130
TABLEAU 6.1: RESULTATS DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE RIGIDITE.	137
TABLEAU 6.2 : VERIFICATION DES CONTRAINTES DU BETON.	137
TABLEAU 6.3 : FERRAILLAGE DU MUR.....	140
TABLEAU 6.4 : VERIFICATION DE L'ETAT LIMITE DE COMPRESSION	141

Introduction générale

L'étude d'une structure en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité et la durabilité.

Afin de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation, nous avons étudié un bâtiment en R+5 avec deux(02) entres sol en béton armé, et 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 secondaire ; ainsi que leurs calculs et leurs ferrailages.

Au quatrième chapitre on va procéder à 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 réalisé 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. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en béton armé de huit niveaux (RDC+5 + deux (02) entre sols, le premier à usage de commerce et le deuxième à usage d'habitation et des logements de types F3 et F4), faisant partie d'un ensemble de bâtiments promotionnels (projet 80 logements) situés à IAAZOUGUEN dans la commune de BEJAIA.

Cet ouvrage est classé selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003 dans le groupe d'usage 2, classé comme zone de moyenne sismicité (zone IIa)

Les caractéristiques géométriques sont données comme suit :

- Largeur en plan 10.10m
- Longueur en plan de façade principale 23.45m
- Longueur en plan de façade postérieure 24.60m
- Hauteur total 25.59m
- La hauteur d'étage courant+entre sol 2 3.06m
- La hauteur d'entre sol 1 3.57m

1.2. Données géotechniques du site :

Suite à la demande du propriétaire, une étude géotechnique du site était procédée par le laboratoire national de l'habitat et de la construction (LHC-EST).

L'objectif de l'intervention a pour but :

- Connaitre la nature du sol ;
- Vérifier le degré d'homogénéité du sol et arrêter le niveau d'ancrage des fondations avec la détermination de la contrainte admissible ;
- Déceler d'éventuelles anomalies.

Les essais concernant la parcelle réservée à notre ouvrage ce résume comme suit :

a) Essai in-situ :

- 01 sondage carotté de 9m de profondeur qui à permet de révéler des couches de :
 - Terre végétal de 0.00m à 0.50m
 - Schiste argileux fracturé et friable de 0.50m à 3.50m
 - Schiste compacte se débite en blocs.

- 02 essais en pénétromètre dynamique lourd (PDL) dont le but de déterminer la résistance à la pénétration de pointe (R_d), les résultats sous forme de graphes (pénétrogrammes) donnent la résistance de pointe en fonction de la profondeur. Ceux-ci sont donnés en annexe.

b) Essais au laboratoire :

Une identification physique à relever des résultats donnée dans le tableau suivant :

Tableau 1.1 : résultats des analyses d'identification physiques

	Numéro d'échantillon	Profondeur (m)	Teneur en eau (%)	Densité sèche (t/m^3)	SR (%)
Sondage	ECH 01	1.00 à 1.50	17.8	02.06	100
	ECH 02	2.50 à 3.00	10.11	02.25	100
	ECH 03	6.00 à 7.00	10.40	02.09	96

D'après les valeurs trouvées, lors des essais effectués sur les différents échantillons prélevés, on constate que le sol est dense et moyennement saturé à saturé.

- **Analyse granulométrique :**

Des analyses ont été effectuées sur les échantillons prélevés lors des sondages carottés. Le tableau suivant récapitule les résultats de l'essai :

Tableau 1.2 : résultats de l'analyse granulométrique

N° sondage carotté 01				
N° de l'échantillon		N° 01	N° 02	N° 03
Profondeur de l'échantillon prélevé		1.00-1.50m	2.50-3.00m	6.00-7.00m
Granulométrie %	>5mm	32.20	48.20	40.80
	>2mm	20.40	28.80	19.00
	>0.08mm	12.20	9.60	4.00

- **Analyses chimiques :**

Les résultats des analyses chimiques effectuées sur l'échantillon de sol prélevé, sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 1.3 : résultats des analyses chimiques

	Profondeur (m)	sulfates So4	carbonates CaCo3	chlorures Cl	matières organiques
sondage	1.00 à 1.50	traces	12.80	traces	1.15
	2.50 à 3.00	traces	22.20	traces	1.04
	6.00 à 7.00	traces	15.90	traces	1.09

Les résultats des analyses chimiques ci-dessus, indiquent une agressivité nulle du sol.

Conclusion et recommandations :

D'après les investigations réalisés nous pouvons conclure que le terrain en question est formé essentiellement par des formations typiques de la région et qui sont composés par des schistes friable en surface et compacte à très compacte en profondeur.

D'après l'analyse des pénétrogrammes des essais réalisés, on suggère une contrainte admissible du sol de 2.00 Bars à partir de 1.20m de profondeur, par rapport au niveau du terrain naturel.

Vu que le terrain ne possède aucune agressivité, l'utilisation d'un ciment spécial n'est pas recommandée.

Remarque :

- Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.
- L'espace de temps, séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit, pour ne pas permettre la stagnation prolongée, et l'infiltration des eaux.

1.3. Caractéristiques structurelles :

1.3.1. Ossature et système de contreventement

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application des règles parasismiques algériennes RPA99/Version 2003. Ce dernier, classe les systèmes de contreventement en catégories, en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique. Cette classification se traduit, dans les règles et

méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories, d'une valeur numérique du coefficient de comportement R (tableau 4.3 du RPA99/Version 2003)

Etant donné que notre ouvrage est en béton armé et que sa hauteur hors sol est de 25.59 m, quatre (04) systèmes de contreventement peuvent être retenus (Article 3.4.A), à savoir :

- Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques-voiles (R=5) ;
- Système de contreventement de structure en portique par des voiles en béton armé (R=4) ;
- Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé (R=3.5) ;
- Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par un noyau en béton armé (R=3.5).

En ce qui nous concerne, on privilégiera le premier système pour sa meilleure ductilité (R=5).

1.3.2. Plancher :

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

1.3.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

1.3.4. 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.

1.3.5. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau de plancher terrasse.

1.4. Règlement et normes utilisées :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- . RPA 99/version 2003 (DTR BC 2.48).
- . Règle de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93 (DTR BC 2.41).
- . DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- . DTR BC 2.33.1 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- . Règle BAEL 91 modifiées 99 (béton armé aux états limites).

1.5. Caractéristiques des matériaux :

1.5.1. Béton :

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

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 :

a) Résistance mécanique à la compression f_{cj} :

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la compression est de 25 MPa prévue à 28j.

b) Résistance à la traction f_{tj} :

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \text{ Avec } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 (Article A.1.2.1.2)}$$

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

• Contraintes limites :

a) à L'ELU :

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

BAEL91 (Article A.4.3.4)

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$\theta = 1$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions > 24h

$\theta = 0.9$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions est comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.8$: Si la durée probable d'application de la combinaison d'actions < 1h.

Le coefficient réducteur 0.85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0.85$).

Diagramme des contraintes- déformations du béton :

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (**Figure 1.1**)

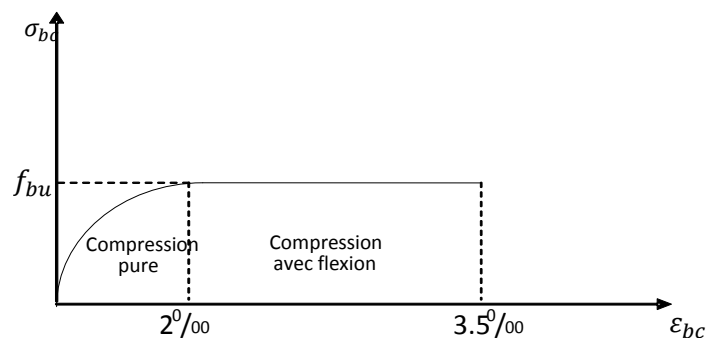


Figure 1.1 : Diagramme contrainte déformation du béton

Le diagramme (parabole rectangle) ci-dessus est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou en flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^{0/100} \quad f_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc}).$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^{0/100} \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times f_{c28} / \theta \times \gamma_b$$

b) à L'ELS :

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

• **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ils existent deux modules de déformations à déterminer.

a- Le module de déformation instantanée :

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

$$E_{ij} = 1100^3 \sqrt{f_{ij}} \rightarrow E_{i28} = 32164.20 \text{ MPa}$$

b- Le module de déformation différée :

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{ij}} \rightarrow E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

• **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

• **Contrainte ultime de cisaillement (béton) :**

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de **BAEL91** on a :

$$\tau_{adm} = \min (0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) \text{ pour la fissuration préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc :

$$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_{adm} = 2.50 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{fissuration préjudiciable.}$$

1.5.2. Acier :

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

Tableau 1.4 : Fe en fonction du type d'acier

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes résistances		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudé à haute adhérence
Désignation	FeE215	EeF235	FeE400	EeF500	FeE500	FeE500
Fe [MPa]	215	235	400	500	500	500

Avec f_e : la limite d'élasticité.

Dans notre projet on utilisera trois types d'armatures :

- Haute adhérence de nuance Fe400 (les armatures longitudinales et transversales des éléments de la structure).
- Treillis soudés de nuances Fe500 (pour la dalle de compression des planchers à corps creux).
- Ronds lisses de nuance Fe235 (pour les armatures transversales des poutrelles).

Contrainte

Diagramme des contraintes déformations (acier) :

Le diagramme contrainte (σ_s) déformation (ε_s) est conventionnellement défini comme suit :

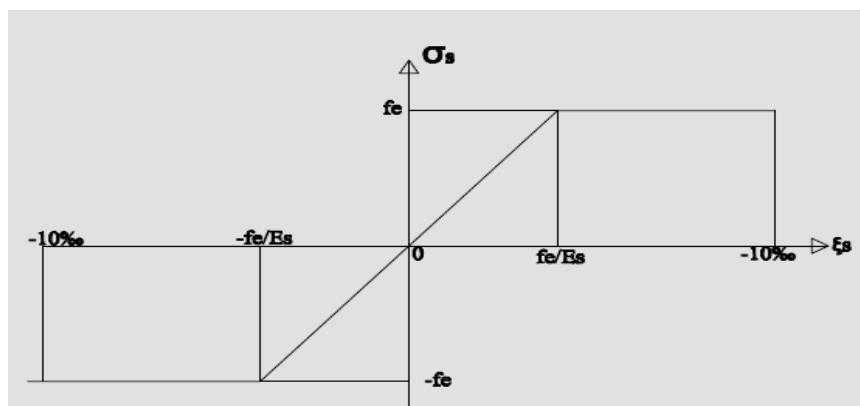


Figure 1.2 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier.

Le diagramme de calcul permet de connaître la contrainte de l'acier (σ_s), lorsque l'on connaît sa déformation relative (ε_s).

- **Contrainte limite de l'acier :**

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

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

γ_s : Coefficient de sécurité ayant pour valeur :

$\gamma_s = 1.00$ situation accidentelle (choc et séisme).

$\gamma_s = 1.15$ situation durable ou transitoire.

A L'ELS :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$ [MPa].

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$ [MPa].

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

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

1.6. Actions :

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 des 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 charges appliquées en cour d'exécution ;
- Les charges dues à la température.

1.6.3. Actions accidentelles (F_A) :

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

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

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 favorable.

Q_1 : action variable de base.

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

1.7.1. Combinaisons d'actions à L'ELU :

➤ Situations durables ou transitoires :

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

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3 \quad \text{CBA93 (Article A.3.3.2.1)}$$

Avec :

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

Ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

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

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

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i \text{ CBA93 (Article A.3.3.2.2)}$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{1i}Q_1$: valeur fréquente d'une action variable.

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

Pour ce qui est de l'action sismique les règles parasismiques algériennes RPA99/2003

Considèrent les combinaisons d'actions suivantes :

$$G \pm Q \pm E \dots \dots \dots (1)$$

$$0.8G \pm E \dots \dots \dots (2)$$

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

$$G + Q \pm 1.2E \dots \dots \dots (3) \quad \text{RPA99/2003 (Art5.2)}$$

1.7.2. Combinaisons d'actions à L'ELS :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i}Q_i \text{ CBA93 (Article A.3.3.3)}$$

$\Psi_{0i} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

2.1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants présente le point de départ et la base de toute étude en génie civil.

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poteaux, poutres...) soient pré dimensionnés de telle manière 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 se fait conformément aux documents techniques réglementaires (CBA93, RPA99/2003 et BAEL99).

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérification dans la phase de dimensionnement.

2.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires :

2.2.1. 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 les fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. On distingue deux types de plancher :

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

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

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

CBA93 (ART 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 : La hauteur totale du plancher.

- On supposera des poutres (30*40).
- Le choix du sens de disposition des poutrelles est pris selon le critère de la continuité et la réduction de la flèche.

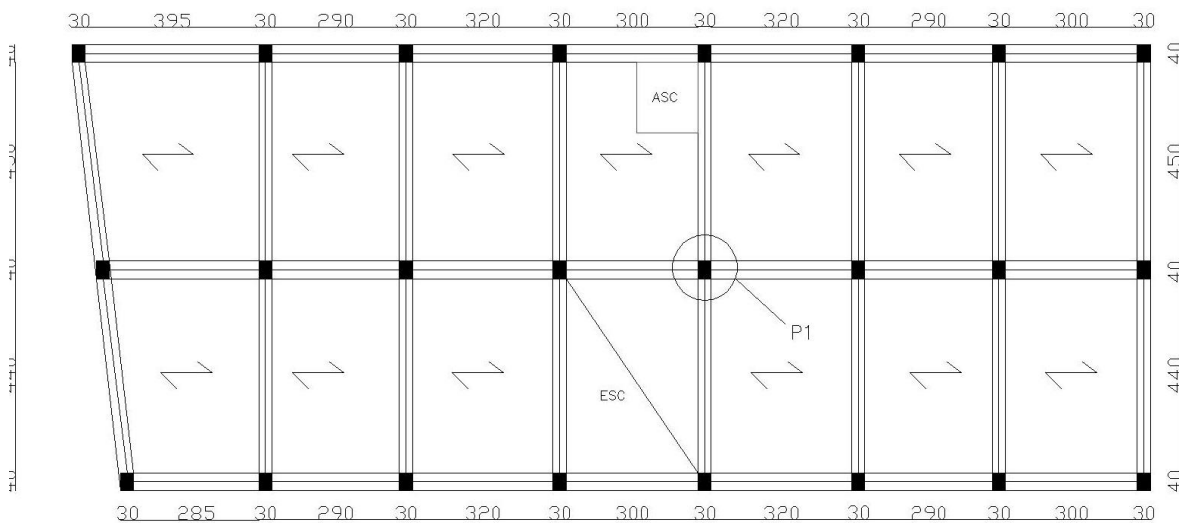


Figure 2.1 : Schéma de disposition des poutrelles

Suite à cette disposition $L_{max} = 425 - 30 = 395$ cm.

$$\rightarrow h_t \geq \frac{395}{22.5} = 17.55$$

On prend $h_t = 20$ cm et on adopte un plancher de type (16+4) cm

Avec : 16 cm \rightarrow corps creux.

4 cm \rightarrow la dalle de compression.

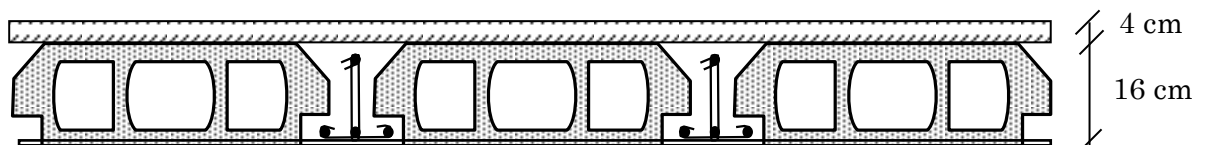


Figure 2.2 : Coupe du plancher à corps creux

2.2.2. Poutrelles :

Les poutrelles se calculent en section en T. la largeur de la dalle de compression b à prendre est définie par : $b = (b_1 + b_2) + b_0$

Avec : $b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) h$ (1)

$$b_1 = b_2 \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right) \dots \dots \dots (2)$$

L_x : Distance entre deux nervures successives.

L_y : La distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.8) \times h = (6.4\text{cm à } 12.8\text{cm})$$

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

$$L_x = 65 - 10 = 55\text{cm}$$

$$L_y = 315 - 30 = 285\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{285}{10}\right)$$

$$b_1 = b_2 = 27.5\text{cm}$$

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

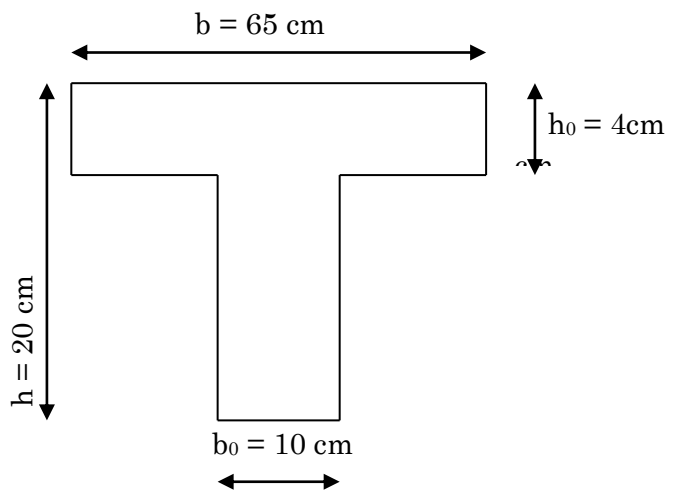


Figure 2.3 : Schéma d'une poutrelle

Soit $b = 65\text{cm}$

2.2.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :

• 2.2.3.1 les poutres :

Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche 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.

$$L_{max} = 490 - 40 = 450\text{cm}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$$

$$30 \leq h \leq 45$$

Soit $h = 40 \text{ cm}$

Et $b = 35 \text{ cm}$

- **Vérification des exigences du RPA**

Selon les recommandations du RPA99/2003 on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \quad (\text{RPA99/2003 Art : 7.5.1})$$

Sachant que b : largeur de la poutre et h : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 40 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Vérifier}$$

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

$$L_{max} = 425 - 30 = 395$$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10}$$

$$26.33 \leq h \leq 39.5$$

Soit $h = 35 \text{ cm}$

Et $b = 30$

- **Vérification des exigences du RPA**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 35 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{array} \right. \quad \text{Vérifier}$$

➤ **Plancher à dalle pleines**

Les dalles pleines sont des éléments porteurs horizontaux d'épaisseur mince en béton armé et de portées L_x et L_y . On désigne par L_x la plus petite portée. Le dimensionnement de l'épaisseur « e » de ce type de plancher dépend des critères suivants :

♦ Critère de résistance à la flexion

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur un appui.}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \dots\dots\dots \text{pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

♦ Critère de coupe-feu

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

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

➤ Pour notre cas on a deux types de dalles pleines

1) Dalle pleine sur un seul appui (balcon)

$$e \geq L_x/20=2\text{cm}$$

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

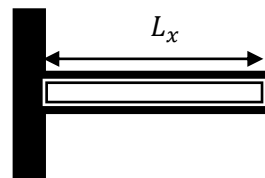


Figure 2.4: Dalle sur un seul appui

2) Dalle sur trois appuis (balcon)

$$L_x=125\text{cm}$$

$$L_y=290\text{cm}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow 2.5\text{cm} \leq e \leq 3.125$$

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

3) dalle sur trois appuis (terrasse accessible)

$$L_x=1.10\text{m}$$

$$L_y= 3.20\text{m}$$

$$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow 2.2\text{cm} \leq e \leq 2.75$$

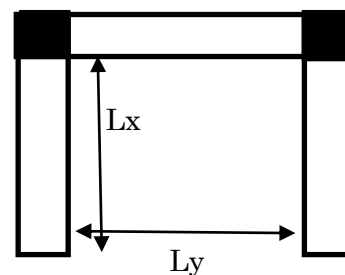


Figure 2.5 : Dalle sur trois appuis

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

• 2.2.3.2 Les escaliers :

L'escalier est un élément qui sert à relier les différents niveaux d'un bâtiment. Les différents éléments constituant un escalier sont :

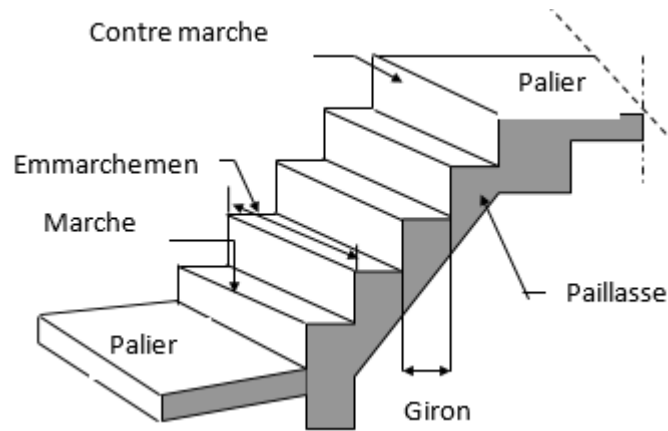


Figure 2.6 : Schéma d'un escalier

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

- pour le premier entre sol 1 on a 2 types (1^{er} à une seule volée et 2^{ème} à deux volées)
- Escalier à deux volées pour le deuxième entre sol jusqu'au 5^{ème} étage

Pour déterminer les dimensions des marches et des contremarches « g et h » on utilisera la relation de **BLONDEL** : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$.

Tel que : n : nombre de contremarche.

n-1 : nombre de marche.

H : hauteur de la volée.

g : giron.

h : hauteur de la contremarche.

L_0 : Largeur du palier.

1^{er} type : escalier à une seule volée

➤ Exemple de calcul (escalier de l'entre sol)

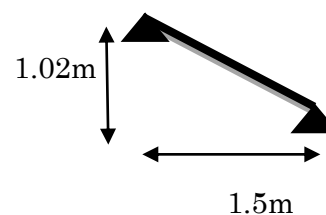
▪ Volée 1

$$H=1.02\text{m}$$

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

$$\alpha=34.22^\circ$$

$$64n^2 - (64 + 2H + L)n + 2H = 0 \rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \cdot 1.02 + 1.50)n + 2 \cdot 1.02 = 0$$



Après résolution on trouve : $n=6$ et $n-1=5$

-La hauteur de la contre marche : $h=H/n$ donc $h=102/6 \rightarrow h=17\text{cm}$

-Calcul du giron $g : g=L/n-1$ donc $g=150/5 \rightarrow g=30\text{cm}$

- Deuxième type
- 1^{er} volée

$H=1.53\text{m}$

$L=2.40\text{m}$

$\alpha=32.52^\circ$

$$64n^2 - (64 + 2 \cdot 153 + 240)n + 2 \cdot 153 = 0$$

Après résolution on trouve : $n=9$.

$$n-1=8.$$

-la hauteur de la contre marche : $h=17\text{cm}$.

-calcul du giron : $g=30\text{cm}$.

- Volée 2

$H=1.02\text{m}$

$L=1.50\text{m}$

$\alpha=34.22^\circ$

Après résolution de l'équation on trouve : $n=6$

$$n-1=5.$$

Conclusion : nombre de marches total =18.

Épaisseur de la paillasse (entre sol 1)

1^{er} type

Volée

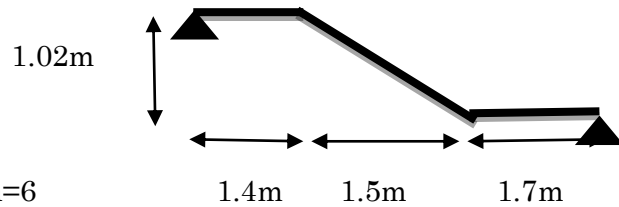
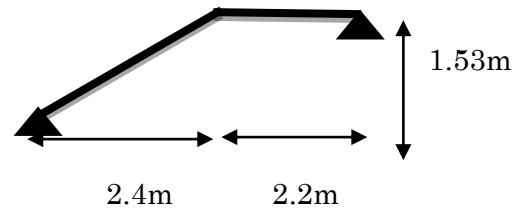
$$L = 1.5 / \cos 34.22^\circ = 1.81\text{m}$$

$$l/30 \leq e \leq l/20$$

On opte pour une épaisseur de 15 cm

2^{ème} type

Volée 1



$$L=2.4/\cos 32.52+2.2 \rightarrow l=5.05m$$

$$l/30 \leq e \leq l/20$$

0.17 ≤ e ≤ 0.25.....condition de résistance.

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

on opte pour e = 20cm.

. Volée 2

$$L=1.5/\cos 34.22+1.7 \rightarrow l=3.51$$

$$11.71cm \leq e \leq 17.5$$

On opte pour e = 15cm

2^{ème} type : escalier à deux volées

Entre sol 2+RDC+1^{er}+2^{ème}+3^{ème}+4^{ème}+5^{ème} étage

Volée 1

$$H=1.53m$$

$$L=2.40m$$

$$\alpha = 32.52^\circ$$

Après résolution de l'équation on trouve n=9

$$n-1=8$$

$$h=17cm$$

$$g=30cm$$

Volée 2

Comme c'est les mêmes dimensions on trouve les mêmes résultats donc :

$$n=9$$

$$n-1=8$$

$$h=17cm$$

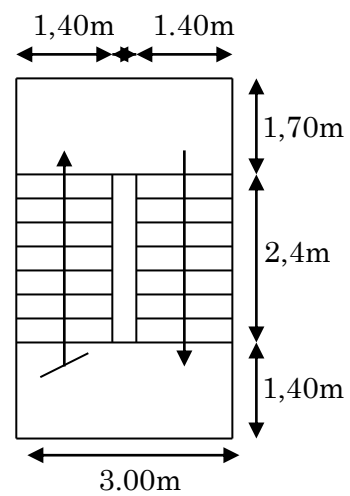
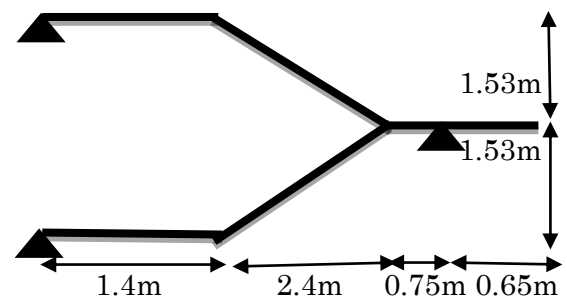


Figure 2.7 : Vue en plan des escaliers



$g=30\text{cm}$

Epaisseur de la paillasse :

$$L=2.4/\cos 32.52+1.4 \rightarrow l=4.24$$

$$14.15 \leq e \leq 21.23$$

On adopte $e = 20\text{cm}$

Tableau 2.1 : caractéristiques de l'escalier entre sol

	Type 1	Type 2		Hauteur Etage (m)
Numéro volée	Volée 1	Volée 1	Volée 2	
H (m)	1.02	1.53	1.02	3.57
N	6	9	6	
n-1	5	8	5	
g (cm)	30	30	30	
h (cm)	17	17	17	
$\alpha(^{\circ})$	34.22	32.52	34.22	
Foulé (m)	1.5	2.4	1.5	
Epaisseur (cm)	15	20	15	

Tableau 2.2 : caractéristiques de l'escalier entre sol 2 jusqu'au 5^{ème} étage

Numéro volée	Volée 1	Volée 2	Hauteur Etage (m)
H(m)	1.53	1.53	3.06
N	9	9	
n-1	8	8	
g (cm)	30		3.06
h (cm)	17		
$\alpha(^{\circ})$	32.52		

Epaisseur (cm)	20	
----------------	----	--

• 2.2.3.3. Les Voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99/2003 suivantes :

- $e \geq \text{Max} (h_e/20 ; 15 \text{ cm})$
- $e \geq 4 e$

e : épaisseur du voile.

L : largeur du voile

H_e : hauteur libre d'étage ($h_e = h_{tot} - e_{dalle}$)

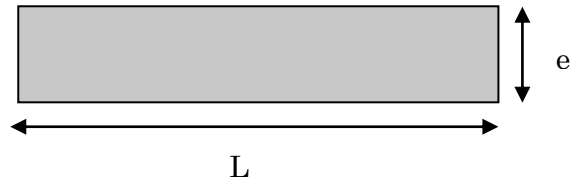


Figure 2.8 : Vue en plan d'un voile

Au niveau du 1^{er} entresol :

$$e \geq \text{Max} (337/20, 15 \text{ cm}) \rightarrow e \geq 16.85 \text{ on adopte } e = 18 \text{ cm et } L \geq 72 \text{ cm.}$$

Au niveau du 2^{ème} entre sol et des étages courants :

$$e \geq \text{Max} (286/20, 15) \rightarrow e \geq 15 \text{ on adopte } e = 15 \text{ cm et } L \geq 60 \text{ cm.}$$

• 2.2.3.4. Les poteaux :

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions du **RPA99/2003** (article 7.4.1) suivantes :

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

$$\text{Min} (b, h) \geq h_e/20$$

$$1/4 < b/h < 4$$

Les dimensions des poteaux supposés :

Entre sol 1 et 2 poteaux (45.45) cm

RDC et 1^{er} étage poteaux (40.40) cm

2^{ème} et 3^{ème} étage poteaux (35.35) cm

4^{ème} et 5^{ème} étage poteaux (30.30) cm

- 2.2.3.5. Evaluation des charges et surcharges :

Tableau 2.3 : Evaluation des charges pour la terrasse inaccessible.

Désignation des éléments		e(m)	Poids (KN/m ²)
Complexe d'étanchéité	Gravillon de protection	0.05	1
	Multicouche d'étanchéité	0.02	0.12
	isolation thermique	0.04	0.16
Forme de pente		0.1	2.2
Plancher à corps creux (16+4)		0.20	2.85
Enduit de ciment		0.02	0.4
Charge permanente totale		G= 6.73 (KN/m ²)	
Charge d'exploitation		Q= 1 (KN/m ²)	

Tableau 2.4 : Evaluation des charges pour la terrasse accessible

Désignation des éléments		e(m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage		0.02	0.40
Mortier de pose		0.02	0.40
Forme de pente		0.10	2.20
Multicouche d'étanchéité		0.02	0.12
Isolation thermique		0.04	0.16
Plancher	Corps creux (16+4)	0.20	2.85
	Dalle pleine	0.14	3.5
Enduit de ciment		0.02	0.2
Charge permanente G_{cc}		6.33 (KN/m ²)	
Charge permanente G_{dp}		6.78 (KN/m ²)	
Charge d'exploitation Q		1.5 (KN/m ²)	

Tableau 2.5 : Evaluation des charges pour étage courant

Désignation des éléments		e(m)	Poids (KN/m ²)
Cloisons de séparation		0.1	1
Carrelage		0.02	0.4
Mortier de pose		0.02	0.4
Lit de sable		0.02	0.36
Plancher	Corps creux (16+4)	0.2	2.85
	Dalle pleine	0.14	3.5
Enduit de plâtre		0.02	0.2
G_{total} pour (16+4)			5.21
G_{total} pour dalle pleine			5.86
Charge d'exploitation Q			1.5

Tableau 2.6 : 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	//
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
 - ❖ Evaluation de charges pour entre sol 1

Tableau 2.7 : Evaluation des charges pour 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/cos34.22	6.05
Enduit en plâtre	0.02/cos34.22	0.24
Charge permanente : $G=9.54\text{kn}/\text{m}^2$		

➤ Le palier

Tableau 2.8 : Evaluation des charges pour 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
Charge permanente : $G=6.36\text{kn}/\text{m}^2$		

➤ La volée (2)

Tableau 2.9 : Evaluation des charges pour 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/cos32.52	5.93
Enduit en plâtre	0.02/cos32.52	0.24
Charge permanente : $G=9.42\text{kn}/\text{m}^2$		

❖ Evaluation de charge pour (entre sol2 jusqu'aux le 5^{ème} étage)

➤ La volée

Tableau 2.10: Evaluation des charges pour 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/cos32.52	5.93
Enduit en plâtre	0.02/cos32.52	0.24
Charge permanente : $G=9.42\text{kn}/\text{m}^2$		

➤ Le palier

Tableau 2.11 : Evaluation des charges pour 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
Charge permanente : $G=6.36\text{kn}/\text{m}^2$		

La charge d'exploitation pour la terrasse inaccessible est $Q=1.0\text{kn/m}^2$

La charge d'exploitation pour l'étage courant est $Q=1.5\text{kn/m}^2$

La charge d'exploitation pour l'entre sol 1 est $Q=5.0\text{kn/m}^2$

La charge d'exploitation pour les balcons est $Q=3.5\text{kn/m}^2$

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

➤ **Poteau central le plus sollicité P1**

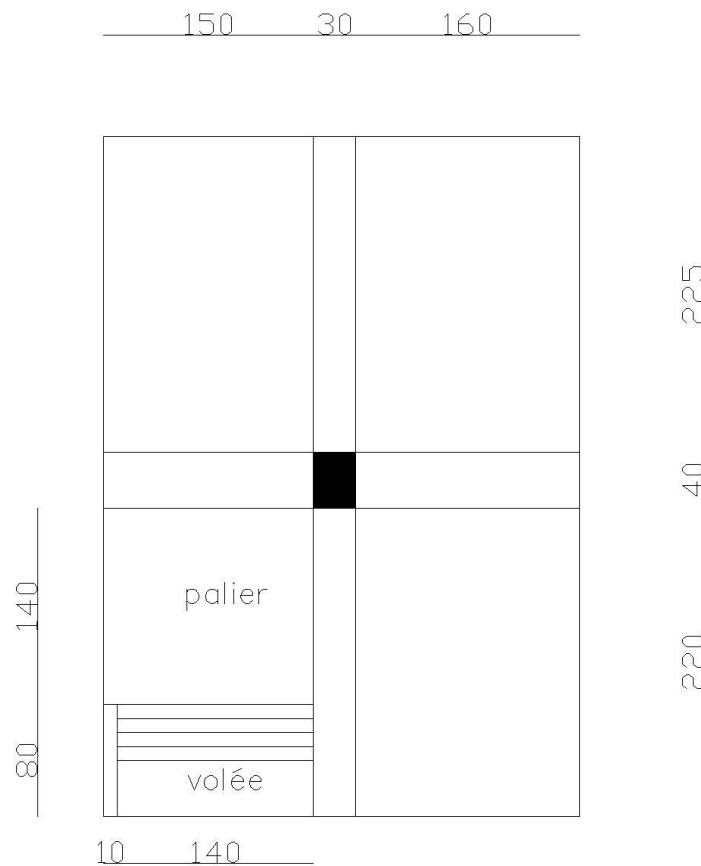


Figure 2.9 : Surface afférente pour le poteau P1

▪ **Calcul de la surface afférente :**

$$S_{\text{afférente}} = 13.71\text{m}^2$$

• **2.2.3.6. Descente de charge :**

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charge 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.

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

Tableau 2.12 : Descente de charge du poteau P1

Niveau	désignation	G (kn)	G cumulée (kn)	Q cumulée (kn)	$N_u=1.35G_c+1.5Q_c$	$\nu_u^*=1.1N_u$
N1	Plancher terrasse inaccessible	92.87	121.25	13.8	184.39	202.83
	poutres	21.49				
	poteaux	6.89				
N2	Venant de N1	121.25	228.38	37.6	364.71	401.18
	Plancher étage courant	54.71				
	palier	13.36				
	Volée	10.68				
	Poutres	21.49				
	poteaux	6.89				
N3	Venant de N2	228.38				
	Plancher étage courant	54.71				
	Palier	13.36				

N3	Volée	10.68	337.99	59.02	544.82	599.3
	Poutres	21.49				
	poteaux	9.37				
N4	Venant de N3	337.99	447.6	78.06	721.35	793.49
	Plancher étage courant	54.71				
	Palier	13.36				
	Volée	10.68				
	Poutres	21.49				
	poteaux	9.37				
N5	Venant de N4	447.6	560.08	94.72	898.19	988
	Plancher étage courant	54.71				
	Palier	13.36				
	Volée	10.68				
	Poutres	21.49				
	poteaux	12.24				

N6	Venant de N5	560.08	672.56	109	1071.45	1178.6
	Plancher étage courant	54.71				
	Palier	13.36				
	Volée	10.68				
	Poutres	21.49				
	poteaux	12.24				
N7	Venant de N6	672.56	788.29	120.9	1245.54	1370.1
	Plancher étage courant	54.71				
	Palier	13.36				
	Volée	10.68				
	Poutres	21.49				
	poteaux	15.49				
N8	Venant de N7	788.29				
	Plancher étage courant	54.71				
	palier	13.36				

N8	Volée	10.68	906.6	156.15	1458.14	1603.95
	Poutres	21.49				
	poteaux	18.07				

On conclut pour le poteau P1

$G_{total}=906.6\text{kn}$, $Q_{total}=156.15\text{kn}$ et $Nu =1458.135\text{kn}$.

D'où :

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

On aura donc $Nu^*=1.1 \times Nu \rightarrow Nu^*=1603.95\text{kn}$

➤ Poteau central Y :

$G_{total}=868.8\text{kn}$, $Q_{total}=151.33\text{kn}$ et $Nu =1399.88\text{kn}$

Les résultats obtenus après le calcul montrent que le poteau P1 est le plus sollicité

• 2.2.3.7. Vérifications :

- Compression simple

On doit vérifier les conditions suivantes :

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

B : section de béton

$$B \geq Nu^*/\sigma_{bc} \rightarrow B = 1603.95/14.2 = 0.113 \text{ m}^2$$

$$\text{On a } B = 0.45 \times 0.45 = 0.203 \text{ m}^2 \rightarrow B = 0.203 > 0.113 \text{ m}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{Nu^*}{B} \leq \sigma_{bc} \Rightarrow \frac{1603.95}{0.45^2} \times 10^{-3} = 7.92 \text{ MPa} < 14.2 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Tableau 2.13: Vérification des poteaux a la compression simple

niveaux	Nu* (kn)	Section (cm)	Condition B>B calculé		observation
			$\frac{Nu^*}{B}$	σ_{bc}	
Entre sol 1	1603.95	45*45	7.92	14.2	Vérifiée
Entre sol 2	1370.1	45*45	6.76	14.2	Vérifiée
RDC	1178.6	40*40	7.36	14.2	Vérifiée
1 ^{er} étage	988	40*40	6.17	14.2	Vérifiée
2 ^{ème} étage	793.49	35*35	6.47	14.2	Vérifiée
3 ^{ème} étage	599.3	35*35	4.89	14.2	Vérifiée
4 ^{ème} étage	401.18	30*30	4.45	14.2	Vérifiée
5 ^{ème} étage	202.83	30*30	2.25	14.2	vérifiée

- **Vérification au flambement**

D'après le CBA93 (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 du 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 suit : $\lambda = l_f / i$

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

l_0 : Longueur du poteau.

$A_s \geq 0.8\% \times Br$. on prend $A_s = 1\% \times Br$. BAEL (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 : $Br \geq B_{rcal}$

Le tableau suivant résume les vérifications au flambement.

Tableau 2.14 : Vérification au flambement

poteaux	Entre sol 1	Entre sol 2	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
Nu*(kn)	1603.95	1370.1	1178.6	793.49	401.18
B (m ²)	0.2025	0.2025	0.16	0.1225	0.09
l_0 (m)	3.57	3.06	3.06	3.06	3.06
l_f (m)	2.50	2.142	2.142	2.142	2.142
$I \times 10^{-3}$	3.417	3.417	2.133	1.251	0.675
i (m ³)	0.129	0.129	0.115	0.101	0.087
λ	19.37	16.60	18.626	21.21	24.621
α	0.801	0.813	0.804	0.792	0.773
B_{radp} (m ²)	0.185	0.185	0.144	0.109	0.078
B_{rcal} (m ²)	0.091	0.077	0.067	0.046	0.024

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

Donc les dimensions des poteaux à adopter sont les suivantes :

Entre sol 1 et entre sol 2 : poteaux $(45.45)cm^2$.

RDC et 1^{er} étage : poteaux $(40.40) cm^2$.

2^{ème} et 3^{ème} étage : poteaux $(35.35) cm^2$.

4^{ème} et 5^{ème} étage : poteaux $(30.30)cm^2$.

Chapitre 3 Calcul des éléments non structuraux

3.1. Introduction

Dans ce chapitre on s'intéressera uniquement à l'étude des éléments non structuraux qui ne font pas partie du système de contreventement (différents planchers, escalier, acrotère et ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toute en respectant la réglementation en vigueur.

3.2. Calcul des planchers

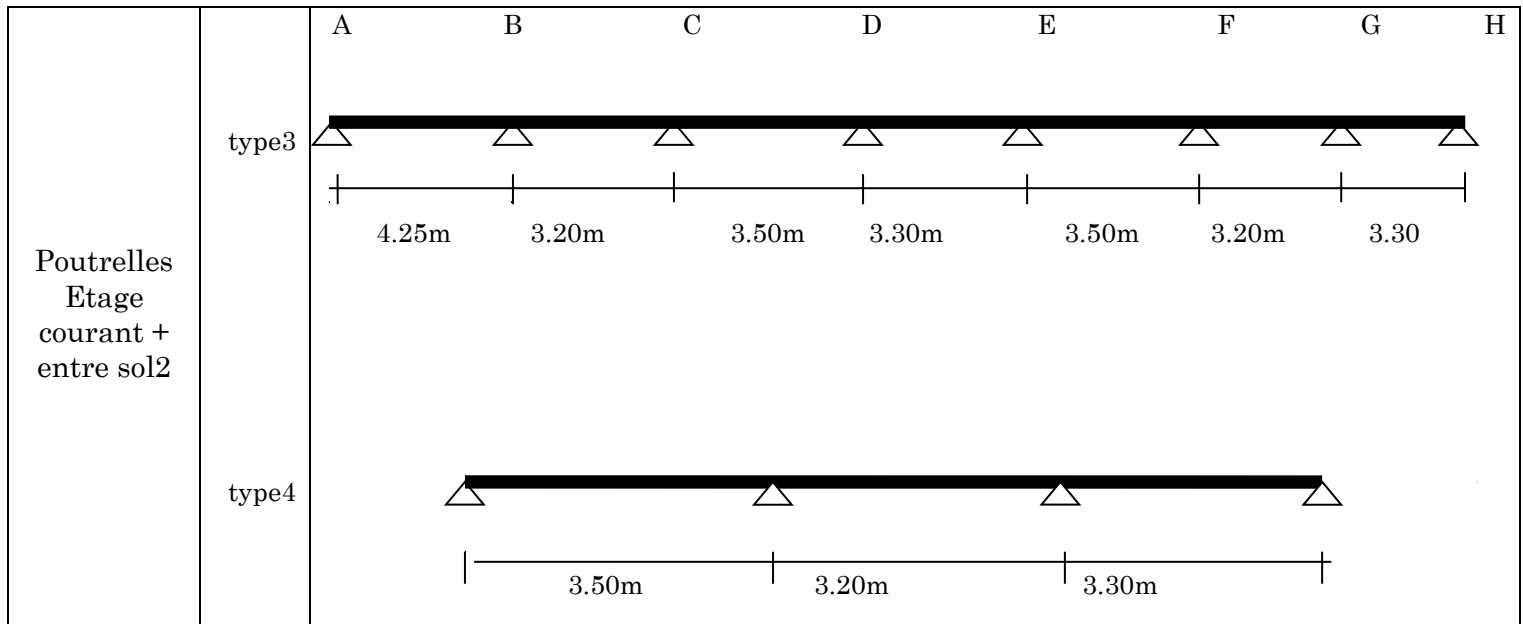
- Plancher à corps creux

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

- ❖ Les différents types de poutrelle

Tableau 3.1 : Différents types de poutrelles

		Schéma statique
Poutrelles terrasse inaccessible	type 1	
	type 2	



a) Calcul des charges revenant aux poutrelles

L'ELU : $p_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $q_u = 0.65 \times p_u$

L'ELS : $p_s = G + Q$ et $q_s = 0.65 \times p_s$

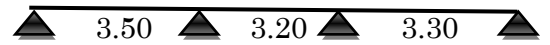
Tableau 3.2 : Charges revenant aux poutrelles

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P _u	q _u	P _s	q _s
Terrasse inaccessible	6.73	1	10.58	6.88	7.73	5.02
Terrasse accessible	6.33	1.5	10.79	7.01	7.83	5.08
Etages courant	5.21	1.5	9.28	6.03	6.71	4.36

b) 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), et la méthode de Caquot.

- Exemple d'application de la méthode forfaitaire :
 - Plancher étage courant (type 4)



Vérification des conditions :

1. $Q=1.5\text{Kn}/\text{m}^2 \leq \min(2 \times G ; 5)=5\text{Kn}/\text{m}^2 \dots$ vérifiée.
2. $0.8 \leq \frac{3.50}{3.20} \leq 1.25$ et $0.8 \leq \frac{3.20}{3.30} \leq 1.25 \dots$ vérifiée.
3. Le moment d'inertie est constant.....vérifiée.
4. La fissuration est peu nuisible (FPN)....vérifiée.

La méthode forfaitaire est applicable pour le type 4

A l'ELU :

$$P_u=9.28\text{Kn}/\text{m}^2 ; q_u=6.03\text{Kn}/\text{m}^2$$

Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

Travée AB :

$$M_{01} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.50^2}{8} = 9.23\text{Kn.m}$$

Travée BC :

$$M_{02} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.20^2}{8} = 7.71\text{Kn.m}$$

Travée CD :

$$M_{03} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.03 \times 3.30^2}{8} = 8.20\text{Kn.m}$$

Moments sur les appuis :

$$M_A = M_D = 0$$

Les moments effectifs $M_A = M_D = -0.15M_0 \quad \text{max} = -1.38\text{Kn.m}$

Appuis B et C :

$$M_B = -0.5M_{01} = -0.5(9.23) = -4.61\text{Kn.m}$$

$$M_C = -0.5M_{03} = -0.5(8.20) = -4.1\text{Kn.m}$$

Moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.223, (1+0.3\alpha) = 1.067 \quad , \quad (1.2+0.3\alpha) = 1.27$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533$$

Travée AB :

$$M_t^{AB} + \frac{(M_A + M_B)}{2} \geq \max [1.05 ; 1.067] M_{01} \dots \dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{AB} + \frac{4.61}{2} \geq 1.067 M_{01} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 7.54 \text{Kn.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{AB} \geq 5.86 \text{Kn.m}$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} = \text{Max}(1) \text{ et } (2) \quad \Rightarrow M_t^{AB} = 7.54 \text{Kn.m.}$$

Travée BC :

$$M_t^{BC} + \frac{(M_B + M_C)}{2} \geq \max [1.05 ; 1.067] M_{02} \dots \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{BC} + \frac{4.61+4.1}{2} \geq 1.067 M_{02} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 3.87 \text{Kn.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0.533 M_{02} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 4.11 \text{Kn.m}$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} = \text{Max}(1) \text{ et } (2) \Rightarrow M_t^{BC} = 4.11 \text{Kn.m}$$

Travée CD :

$$M_t^{CD} + \frac{(M_C + M_D)}{2} \geq \max [1.05 ; 1.067] M_{03} \dots \dots (1)$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{CD} + \frac{4.1}{2} \geq 1.067 M_{03} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 6.7 \text{KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{CD} \geq 0.635 M_{03} \quad \Rightarrow M_t^{CD} \geq 5.20 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^{CD} = \text{Max} (1) \text{ et } (2) \quad \Rightarrow M_t^{CD} = 6.7 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$\text{Travée AB : } V_A = \frac{q_u \times L_{AB}}{2} = \frac{6.03 \times 3.5}{2} = 10.55 \text{KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -1.1 \times 10.55 = -11.60 \text{ KN}$$

$$\text{Travée BC : } V_B = 1.1 \frac{q_u \times L_{BC}}{2} = 1.1 \times \frac{6.03 \times 3.2}{2} = 10.61 \text{ KN}$$

$$V_C = -1.1 \times \frac{6.03 \times 3.2}{2} = -10.61 \text{ KN.}$$

$$\text{Travée CD : } V_C = 1.1 \times \frac{6.03 \times 3.3}{2} = 10.94 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{q_u \times L_{CD}}{2} = -9.95 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$P_s = 6.71 \text{ KN/m}^2 ; q_s = 4.36 \text{ KN/m}^2$$

Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

Travée AB :

$$M_{01} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.36 \times 3.50^2}{8} = 6.67 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{02} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.36 \times 3.20^2}{8} = 5.58 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{03} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4.36 \times 3.30^2}{8} = 5.93 \text{ KN.m}$$

Moments sur les appuis :

$$M_A = M_D = 0$$

$$\text{Les moments effectifs } M_A = M_D = -0.15 M_{0 \max} = -1.00 \text{ KN.m}$$

Appuis B et C :

$$M_B = -0.5 M_{01} = -0.5 (6.67) = -3.33 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.5 M_{03} = -0.5 (5.93) = -2.96 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.21} = 0.223, (1+0.3\alpha) = 1.067 \quad , \quad (1.2+0.3\alpha) = 1.27$$

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = 0.533$$

Travée AB :

$$M_t^{AB} + \frac{(M_A + M_B)}{2} \geq \max [1.05 ; 1.067] M_{01} \dots \dots (1)$$

$$M_t^{AB} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{01} \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{AB} + \frac{3.33}{2} \geq 1.067 M_{01} \Rightarrow M_t^{AB} \geq 5.45 \text{KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{AB} \geq 4.23 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^{AB} = \text{Max}(1) \text{ et } (2) \quad \Rightarrow M_t^{AB} = 5.45 \text{KN.m.}$$

Travée BC :

$$M_t^{BC} + \frac{(M_B + M_C)}{2} \geq \max [1.05 ; 1.067] M_{02} \dots \dots (1)$$

$$M_t^{BC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_{02} \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{BC} + \frac{3.33+2.96}{2} \geq 1.067 M_{02} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 2.80 \text{KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{BC} \geq 0.533 M_{02} \Rightarrow M_t^{BC} \geq 2.97 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^{BC} = \text{Max}(1) \text{ et } (2) \Rightarrow M_t^{BC} = 2.97 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$M_t^{CD} + \frac{(M_C + M_D)}{2} \geq \max [1.05 ; 1.067] M_{03} \dots \dots (1)$$

$$M_t^{CD} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_{03} \dots \dots \dots (2)$$

$$(1) \Rightarrow M_t^{CD} + \frac{2.96}{2} \geq 1.067 M_{03} \Rightarrow M_t^{CD} \geq 4.84 \text{KN.m}$$

$$(2) \Rightarrow M_t^{CD} \geq 0.635 M_{03} \quad \Rightarrow M_t^{CD} \geq 3.76 \text{KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t^{CD} = \text{Max} (1) \text{ et } (2) \quad \Rightarrow M_t^{CD} = 4.84 \text{KN.m}$$

Effort tranchant :

$$\text{Travée AB : } V_A = \frac{q_s \times L_{AB}}{2} = \frac{4.36 \times 3.5}{2} = 7.63 \text{KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -1.1 \times 7.63 = -8.39 \text{Kn}$$

Travée BC : $V_B = 1.1 \times \frac{q_s \times L_{BC}}{2} = 1.1 \times \frac{4.36 \times 3.2}{2} = 7.67 \text{ KN}$

$V_C = -1.1 \times \frac{4.36 \times 3.2}{2} = -7.67 \text{ KN}$.

Travée CD : $V_C = 1.1 \times \frac{4.36 \times 3.3}{2} = 7.91 \text{ KN}$

$V_D = -\frac{q_s \times L_{CD}}{2} = -7.19 \text{ KN}$

➤ **Application de la méthode de Caquot pour le troisième type de poutrelles d'étage courant :**



$L_i/L_{i+1} = 4.25/3.2 = 1.33$ n'appartient pas à (0.8 ; 1.25).....condition non vérifiée

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis.

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

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

$p_u = 1.35 \times G' + 1.5 \times Q = 6.93 \text{ KN/m}^2$. $\Rightarrow q_u' = p_u \times 0.65 = 4.50 \text{ KN/m}$

$p_s = G' + Q = 4.97$ $\Rightarrow q_s' = p_s \times 0.65 = 3.23 \text{ KN/m}$

Tableau 3.3 : Charges revenant aux poutrelles.

désignation	G' (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			p' _u (KN/m ²)	q' _u (KN/m)	p' _s (KN/m ²)	q' _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	4.49	1	7.56	4.91	5.49	3.57
Etages courant	3.47	1.5	6.93	4.50	4.97	3.23

A l'ELU :

- **Moment aux appuis de rive :**

$M_A = M_H = 0 \text{ KN.m}$, mais le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration.

$$\Rightarrow M_A = M_H = -0.15 M_0^{\max} = -0.15 \frac{q_u l^2}{8} = -0.15 \frac{4.5 \times 4.25^2}{8} = -1.52 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis intermédiaire :**

$$M_B = -\frac{q_g l_g^3 + q_d l_d^3}{8.5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} l: & \text{si travée de rive} \\ 0.8l: & \text{si travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\Rightarrow l'_g = l_g = 4.25 \text{ m} \quad \text{et} \quad l'_d = 0.8 \times l_d = 0.8 \times 3.20 = 2.56 \text{ m.}$$

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

$$M_B = -\frac{4.5 \times 4.25^3 + 4.5 \times 2.56^3}{8.5(4.25 + 2.56)} = -7.27 \text{ KN.m}$$

De la même façon on aura :

$$M_C = -3.83 \text{ KN.m} ; M_D = -3.93 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -3.93 \text{ KN.m} ; M_F = -3.83 \text{ KN.m} ; M_G = -4.77 \text{ KN.m}$$

Dans le calcul du moment en travée et l'effort tranchant on travaille avec G et non G'.

- **Moment en travée :**

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

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

Travée AB :

$$x = \frac{4.25}{2} - \frac{0 - (-7.27)}{6.03 \times 4.25} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{6.03 \times 1.84^2}{2} \times (4.25 - 1.84) = 13.36 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB}(x) = 13.36 + (-7.28 \times \left(\frac{1.84}{4.25}\right)) = 10.22 \text{ KN.m}$$

De même façon de M_t^{AB} on aura :

$$M_t^{BC} = 2.25 \text{ KN.m} ; M_t^{CD} = 5.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{DE} = 4.27 \text{ KN.m} ; M_t^{EF} = 5.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{FG} = 3.42 \text{ KN.m} ; M_t^{GH} = 6.00 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{(M_g - M_d)}{l_i} \dots\dots\dots (*)$$

Travée AB :

$$V_A = \frac{6.03 \times 4.25}{2} - \frac{(0 - (-7.27))}{4.25} = 11.10 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.03 \times 4.25}{2} - \frac{(0 - (-7.27))}{4.25} = -14.46 \text{ KN}$$

De la formule (*) on aura les valeurs des autres efforts tranchant comme suit :

Travée BC :

$$V_B = 10.73 \text{ KN}; \quad V_C = -8.57 \text{ KN}.$$

Travée CD :

$$V_C = 10.52 \text{ KN}; \quad V_D = -10.58 \text{ KN}.$$

Travée DE :

$$V_D = 9.95 \text{ KN}; \quad V_E = -9.95 \text{ KN}.$$

Travée EF :

$$V_E = 10.58 \text{ KN}; \quad V_F = -10.52 \text{ KN}.$$

Travée FG :

$$V_F = 9.35 \text{ KN}; \quad V_G = -9.44 \text{ KN}.$$

Travée GH :

$$V_G = 11.39 \text{ KN}; \quad V_H = -8.50 \text{ KN}.$$

- **A'ELS :**

$$\Rightarrow q_s' = 3.23 \text{ KN/m}$$

- **Moment aux appuis de rive :**

$M_A = M_H = 0 \text{ KN.m}$, mais le BAEL exige de mettre des armatures de fissuration.

$$\Rightarrow M_A = M_H = -0.15 M_0^{\max} = -0.15 \frac{q_s' l^2}{8} = -0.15 \frac{3.23 \times 4.25^2}{8} = -1.09 \text{ KN.m}$$

- **Moment aux appuis intermédiaire :**

$$M_B = -\frac{q_g l_g'^3 + q_d l_d'^3}{8.5(l_g' + l_d')}$$

$$l' = \begin{cases} l: & \text{si travée de rive} \\ 0.8l: & \text{si travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\Rightarrow l'_g = l_g = 4.25\text{m} \quad \text{et} \quad l'_d = 0.8 \times l_d = 0.8 \times 3.20 = 2.56\text{m}.$$

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

$$M_B = -\frac{3.23 \times 4.25^3 + 3.23 \times 2.56^3}{8.5(4.25 + 2.56)} = -5.22 \text{ KN.m}$$

De la même façon on aura :

$$M_C = -2.74 \text{ KN.m}; \quad M_D = -2.82 \text{ KN.m}; \quad M_E = -2.82 \text{ KN.m}$$

$$M_F = -2.74 \text{ KN.m}; \quad M_G = -3.42 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée :**

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

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

Travée AB :

$$x = \frac{4.25}{2} - \frac{0 - (-5.22)}{4.36 \times 4.25} = 1.84 \text{ m}$$

$$M_0(x) = \frac{4.36 \times 1.84}{2} \times (4.25 - 1.84) = 9.67 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{AB}(x) = 9.67 + (-5.22 \times \left(\frac{1.84}{4.25}\right)) = 7.41 \text{ KN.m}$$

De la même façon avec M_t^{AB} on aura :

$$M_t^{BC} = 1.66 \text{ KN.m}; \quad M_t^{CD} = 3.89 \text{ KN.m}; \quad M_t^{DE} = 3.11 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{EF} = 3.89 \text{ KN.m}; \quad M_t^{FG} = 2.50 \text{ KN.m}; \quad M_t^{GH} = 4.35 \text{ KN.m}$$

Les résultats des calculs sont résumés dans les tableaux suivants :

- **Terrasse inaccessible**

Tableau 3.4 : Sollicitations à L'ELU des poutrelles de la terrasse inaccessible.

Type de poutrelle	travée	L (m)	Mo (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	AB	4.25	11.08	-1.66	-7.93	11.82	12.75	-16.48
	BC	3.20	6.28	-7.93	-4.17	2.85	12.17	-9.82
	CD	3.50	7.52	-4.17	-4.28	6.30	12	-12.07
	DE	3.30	6.68	-4.28	-4.28	5.08	11	-11.00

Type 1	EF	3.50	7.52	-4.28	-4.17	6.30	12.07	-12.00
	FG	3.20	6.28	-4.17	-5.19	4.12	10.68	-11.31
	GH	3.30	6.68	-5.19	-1.66	6.94	12.92	-9.78
Type 2	AB	3.15	8.53	-1.57	-4.40	6.76	10.83	-11.98
	BC	3.20	8.80	-4.40	-4.21	4.94	12.10	-12.10
	CD	3.50	10.53	-4.21	-4.21	6.85	13.24	-13.24
	DE	3.30	9.36	-4.21	-4.21	5.62	12.48	-12.48
	EF	3.50	10.53	-4.21	-4.21	6.85	13.24	-13.24
	FG	3.20	8.80	-4.21	-4.68	4.79	12.10	-12.10
	GH	3.30	9.36	-4.68	-1.57	7.49	12.48	-11.35
max	Ma=7.93KN.m ; Mt=11.82KN.m ; V=16.48KN							

Tableau 3.5 : Sollicitations à L'ELS des poutrelles de la terrasse inaccessible.

Type de poutrelle	travée	L (m)	Mo (kn.m)	Mg (Kn.m)	Md (Kn.m)	Mt (Kn.m)	Vg (Kn)	Vd (Kn)
Type 1	AB	4.25	8.03	-1.20	-5.76	8.64	/	/
	BC	3.20	4.55	-5.76	-3.03	2.10	/	/
	CD	3.50	5.44	-3.03	-3.11	4.62	/	/
	DE	3.30	4.85	-3.11	-3.11	3.72	/	/
	EF	3.50	5.44	-3.11	-3.03	4.62	/	/
	FG	3.20	4.55	-3.03	-3.77	3.03	/	/
	GH	3.30	4.85	-3.77	-1.20	5.08	/	/
Type 2	AB	3.15	6.23	-1.15	-3.21	4.93	7.90	-8.69
	BC	3.20	6.43	-3.21	-3.07	3.60	8.83	-8.83
	CD	3.50	7.69	-3.07	-3.07	5.00	9.66	-9.66
	DE	3.30	6.84	-3.07	-3.07	4.10	9.11	-9.11
	EF	3.50	7.69	-3.07	-3.07	5.00	9.66	-9.66
	FG	3.20	6.43	-3.07	-3.42	3.50	8.83	-8.83
	GH	3.30	6.84	-3.42	-1.15	5.47	9.11	-8.28

sollicitations max	Ma=5.76KN.m ; Mt=8.64KN.m ; V=9.66KN
--------------------	--------------------------------------

- Etage courant +entre sol2

Tableau 3.6 : Sollicitations à L'ELU des poutrelles de l'étage courant +entre sol2.

Type de poutrelle	travée	L(m)	Mo (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	AB	3.50	9.23	-1.38	-4.62	7.55	10.55	-11.62
	BC	3.20	7.72	-4.62	-4.11	4.12	10.61	-10.61
	CD	3.30	8.21	-4.11	-1.38	6.71	10.94	-9.95
Type 2	AB	3.15	7.47	-1.38	-3.86	6.05	9.50	-10.45
	BC	3.20	7.72	-3.86	-4.62	4.12	10.61	-10.61
	CD	3.50	9.23	-4.62	-1.38	7.55	11.61	-10.56
Type 3	AB	4.25	10.18	-1.52	-7.28	10.22	11.10	-14.52
	BC	3.20	5.77	-7.28	-3.83	2.26	10.73	-8.57
	CD	3.50	6.90	-3.83	-3.93	5.35	10.52	-10.58
	DE	3.30	6.14	-3.93	-3.93	4.27	9.95	-9.95
	EF	3.50	6.90	-3.93	-3.83	5.35	10.58	-10.52
	FG	3.20	5.77	-3.83	-4.77	3.42	9.35	-9.44
	GH	3.30	6.14	-4.77	-1.52	6.00	11.39	-8.50
max	Ma=7.28KN.m ; Mt=10.22KN.m ; V=14.52KN							

Tableau 3.7 : Sollicitations à L'ELS des poutrelles de l'étage courant +entre sol2.

Type de poutrelle	travée	L(m)	Mo (KN.m)	Mg (KN.m)	Md (KN.m)	Mt (KN.m)	Vg (KN)	Vd (KN)
Type 1	AB	3.50	6.68	-1.00	-3.34	5.45	7.63	-8.40
	BC	3.20	5.58	-3.34	-2.96	2.97	7.67	-7.67

	CD	3.30	5.93	-2.96	-1.00	4.85	7.91	-7.19
Type 2	AB	3.15	5.41	-1.00	-2.79	4.37	6.87	-7.55
	BC	3.20	5.58	-2.79	-3.34	2.97	7.67	-7.67
	CD	3.50	6.67	-3.34	-1.00	5.45	8.39	7.63
Type 3	AB	4.25	7.29	-1.09	-5.22	7.40	/	/
	BC	3.20	4.13	-5.22	-2.74	1.66	/	/
	CD	3.50	4.95	-2.74	-2.82	3.89	/	/
	DE	3.30	4.39	-2.82	-2.82	3.11	/	/
	EF	3.50	4.95	-2.82	-2.74	3.89	/	/
	FG	3.20	4.13	-2.74	-3.42	2.50	/	/
	GH	3.30	4.39	-3.42	-1.09	4.35	/	/
max	Ma=5.22KN.m ; Mt=7.40KN.m ; V=8.40KN							

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 de l'étage courant :

A. Calcul à l'ELU :

Les sollicitations de calcul sont :

- Moment maximum en travée : $M_t^{\max} = 10.22\text{KN.m}$
- Moment de l'appui intermédiaire : $M_a^{\text{int}} = 7.28\text{KN.m}$
- Moment de l'appui de rive : $M_a^{\text{rive}} = 1.52\text{KN.m}$
- Effort tranchant maximum : $V^{\max} = 14.52\text{ KN}$.

Calcul des armatures longitudinales :

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

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

$$M_{tu} = 59.07\text{ KN.m} \geq M_t = 10.22\text{KN.m} \Rightarrow \text{l'axe neutre se trouve dans la table de compression}$$

\Rightarrow Étude d'une section ($b \times h$).

- **En travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{10.22 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.034 < 0.186 \text{ Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.034 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.043$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.043) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_{tr} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times z} = \frac{10.22 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 1.66 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

Vérification de la condition du non fragilité [1] (Article A.4.2.1)

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

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

- **En appui :** calculer par $(b_0 \times h)$

Appui intermédiaire :

$$M_a^{int} = 7.28 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{7.28 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.158 < 0.186 \text{ Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.158 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

- $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.217$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.216) = 0.164 \text{ m.}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times z} = \frac{7.28 \times 10^{-3}}{348 \times 0.164} = 1.27 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

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

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

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

Appui de rive :

$$M_a^{rive} = 1.52 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.52 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.033 < 0.186 \text{ Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.033 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.042$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.042) = 0.177 \text{ m.}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a}{\sigma_{st} \times z} = \frac{1.55 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 0.25 \times 10^{-4} \text{ m}^2.$$

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

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

On opte pour : $A_a^{rive} = 1\text{HA}10 = 0.79 \text{ cm}^2$.

- **Vérification des armatures transversales :**

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$V^{\max} = 14.52 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{14.52 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.81 \text{ MPa}$$

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

- **Armatures transversale**

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{h}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \text{Min}\left(12; \frac{200}{35}; \frac{100}{10}\right) = 5.7 \text{ mm}$$

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

- **Espacement :**

$$S_t = \min \begin{cases} (0.9d; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} & \text{CBA(Article A. 5.1.2.2)} \\ \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57\text{cm} & \text{CBA(Article A. 5.1.2.3)} \\ A_t \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{ijK})} = 18.53\text{cm} & \text{CBA(Article A. 5.1.2.3)} \end{cases} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$$

Avec :

$\alpha = 90^\circ$: flexion simple ; armatures droites.

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

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

On doit vérifier que :

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

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

$$\Rightarrow V_u = 14.52 \leq 120.15 \text{ KN vérifiée}$$

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

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

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

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

- **Appui intermédiaire :**

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

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0.9d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(14.52 \times 10^{-3} - \frac{10.22 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.39 \times 10^{-4} \text{m}^2.$$

$$A_l = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 3.15\text{cm}^2 \geq -1.39 \times 10^{-4} \text{m}^2 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

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

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

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

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

$$\tau_u = \frac{14.52 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 0.95 \text{MPa} \quad \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} = 3.33 \text{MPa}$$

Tableau 3.8 : Ferrailage des poutrelles

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)
terrasse inaccessible	Travée	11.82	0.039	0.051	0.176	1.92	1.41
	Appui intermédiaire	7.93	0.173	0.238	0.163	1.40	0.21
	Appui de rive	1.66	0.036	0.046	0.177	0.27	0.21
Etagé courant+entre Sol 2	Travée	10.22	0.034	0.043	0.177	1.66	1.41
	Appui intermédiaire	7.28	0.158	0.217	0.164	1.27	0.21
	Appui de rive	1.52	0.033	0.042	0.177	0.25	0.21

Tableau 3.9 : Choix des barres de ferrailage et vérification de cisaillement (ELU)

Planchers	En travée (cm ²)	En appui Intermédiaire (cm ²)	En appui de rive (cm ²)	V _u (KN)	τ (MPa)	τ̄ (MPa)
Terrasse inaccessible	2HA10+1HA12 =2.7cm ²	1HA12+1HA10 =1.92cm ²	1HA10 =0.79cm ²	16.48	0.915	3.33
Étage courant +entre sol2	3HA10 =2.36cm ²	2HA10 =1.57cm ²	1HA10 =0.79cm ²	14.52	0.81	3.33

B. Vérification à l'ELS

Il y a lieu de vérifier :

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

La fissuration est 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 :**

$$M_{ser}^{max} = 7.41\text{KN.m} ; A = 2.36\text{cm}^2.$$

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

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 0.65 \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-4} m$$

⇒ H > 0 l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes par une section rectangulaire (b × h).

- **Calcul de y :**

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

$$32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0. \Rightarrow y=3.92\text{cm}$$

- **Calcul de moment d'inertie :**

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

$$I=8323.04\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I}y = 3.48\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

- **En appui :**

$$M_{\text{ser}}^{\text{max}} = 5.22\text{KN.m}$$

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

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

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

$\Rightarrow H = 2.029 \times 10^{-4}\text{m} > 0$ l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes par une section rectangulaire ($b \times h$).

- **Calcul de y :**

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

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

- **Calcul du moment d'inertie :**

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

$$I=5671.20\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I}y = 2.95\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \text{pour notre cas } h = 20\text{cm et } l = 425\text{cm}; \frac{20}{425} = 0.047 \leq 0.0625 \quad \text{non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

⇒ Donc il faut vérifier la flèche.

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

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm}$$

- 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 charge d'exploitation.

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

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.21 = 3.39 \text{ KN/m ;}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.21 + 1.5) = 4.36 \text{ KN/m ;}$$

$$M_{jser} = K \frac{q_{jser} \times l^2}{8} ;$$

$$M_{gser} = K \frac{q_{gser} \times l^2}{8} ; \quad \text{avec } K = \frac{M_{tser}}{M_{oser}} ;$$

$$M_{pser} = K \frac{q_{pser} \times l^2}{8} ;$$

⇒ $K = 0.75$ donc :

$$M_{jser} = 0.75 \frac{1.85 \times 4.25^2}{8} = 3.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{3.39 \times 4.25^2}{8} = 5.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{4.36 \times 4.25^2}{8} = 7.38 \text{ KN.m}$$

- **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre :

$$y=3.92\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0}{2} + n(Ad+A'd')}{b_0 h + (b-b_0) h_0 + n(A+A')} = \frac{10 \times \frac{20^2}{2} + (65-10) \frac{4}{2} + 15(2.36 \times 18)}{10 \times 20 + (65-10)4 + 15 \times (2.36)} = 6.03 \text{ cm}$$

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

$$\Rightarrow I_0 = 38757.32 \text{ cm}^4 \text{ (moment d'inertie total de la section (béton+acier)).}$$

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

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013$$

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

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

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

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

- **Contraintes**

σ_s : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré.

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

- **Inerties fictives (I_f) :**

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

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

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

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu_{gp}} ;$$

- **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 E_i I_{fij}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 E_i I_{fig}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 E_i I_{fip}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 E_i I_{fvg}} ;$$

$$y = 3.92 \text{ cm}$$

$$I_0 = 38757.32 \text{ cm}^4$$

$$I = 8323.04 \text{ cm}^4 ; A = 2.36 \text{ cm}^2 ; \rho = 0.013$$

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

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

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{3.13 \times (0.18 - 0.0392) 10^5}{8323.04} = 79.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{5.74 \times (0.18 - 0.0392) 10^5}{8323.04} = 145.65 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{7.38 \times (0.18 - 0.0392) 10^5}{8323.04} = 187.27 \text{ MPa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 79.42 + 2.1} = 0.41 > 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 145.65 + 2.1} = 0.62 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 187.27 + 2.1} = 0.68 > 0$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times 38757.32}{1 + 3.28 \times 0.41} = 18181.96 \text{ cm}^4 ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times 38757.32}{1 + 3.28 \times 0.62} = 14053.62 \text{ cm}^4 ;$$

$$I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times 38757.32}{1 + 3.28 \times 0.68} = 13197.45 \text{ cm}^4 ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times 38757.32}{1 + 1.31 \times 0.65} = 23026.22 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{3.13 \times 10^{-3} \times 4.25^2}{10 \times 32164.2 \times 18181.96 \times 10^{-8}} = 0.00096 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{5.74 \times 10^{-3} \times 4.25^2}{10 \times 32164.2 \times 14053.62 \times 10^{-8}} = 0.0023 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{7.38 \times 10^{-3} \times 4.25^2}{10 \times 32164.2 \times 13197.45 \times 10^{-8}} = 0.0031 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{7.38 \times 10^{-3} \times 4.25^2}{10 \times 10721.4 \times 23026.22 \times 10^{-8}} = 0.0053 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 0.0053 - 0.0023 + 0.0031 - 0.00096 = 0.00514 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = 0.514 \text{ cm} < f_{adm} = 0.85 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Tableau 3.10 : Vérification des états limite de compression du béton (ELS)

planchers	En travée				En appui				$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	
Terrasse inaccessible	8.64	4.15	9317.32	3.84	5.76	3.57	6982.69	2.94	15
Etage courant +entre sol2	7.40	3.92	8323.04	3.48	5.22	3.26	5867.31	2.90	15

Tableau 3.11 : Vérification aux états limite de déformations

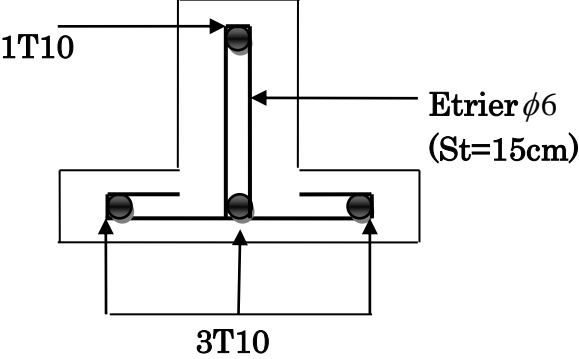
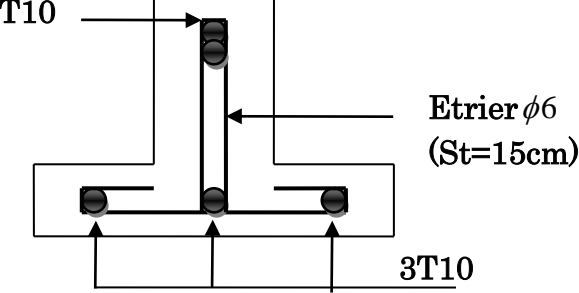
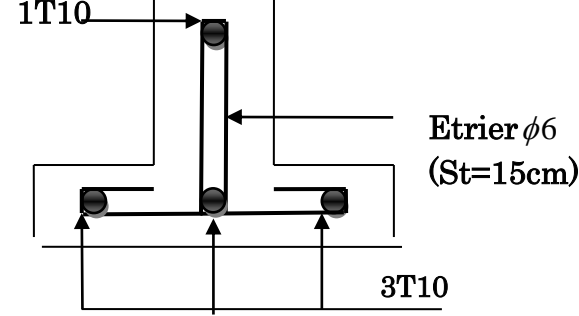
Planchers	Terrasse inaccessible	Etage courant+entresol2
$q_{jser}(KN/m)$	1.85	1.85
$q_{gser}(KN/m)$	4.37	3.39
$q_{pser}(KN/m)$	5.02	4.36
$M_{jser}(KN.m)$	3.51	3.13
$M_{gser}(KN.m)$	7.39	5.74
$M_{pser}(KN.m)$	8.51	7.30
ρ	0.015	0.013
λ_i	2.84	3.28
λ_v	1.14	1.31
σ_{sj} (MPa)	78.24	79.42
σ_{sg} (MPa)	164.73	145.65
σ_{sp} (MPa)	189.69	187.27
μ_j	0.46	0.41
μ_g	0.69	0.62
μ_p	0.72	0.68
$I_{fij}(cm^4)$	18499.72	18181.96

$I_{f_{ig}}(cm^4)$	14416.73	14053.62
$I_{f_{ip}}(cm^4)$	14013.32	13197.45
$I_{f_{vg}}(cm^4)$	23882.09	23026.22
$f_{ij}(m)$	0.00088	0.00096
$f_{ig}(m)$	0.0023	0.0023
$f_{ip}(m)$	0.0028	0.0031
$f_{vg}(m)$	0.0060	0.0053
$\Delta f(cm)$	0.56	0.51
$f_{adm}(cm)$	0.85	0.85
observation	vérifiée	vérifiée

Tableau 3.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles

Terrasse inaccessible	Type
	travée
	Appui intermédiaire
	Appui de rive

Tableau 3.13 : Ferrailage des poutrelles de l'étage courant+entre sol2

Etage courant +entresol2	type
	travée
	Appui intermédiaire
	Appui de rive

❖ Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 500\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{500} = 0.52 (\text{cm}^2/\text{ml}) \quad \text{selon le CBA93 (B.6.4.2.3)}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles :

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

On choisit : treillis soudés à mailles carrées de 150 mm

$5HA4/ml = 0.630cm^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 15cm < 20cm$ vérifiée.

$3HA4/ml = 0.378cm^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 15cm < 33cm$ vérifiée.

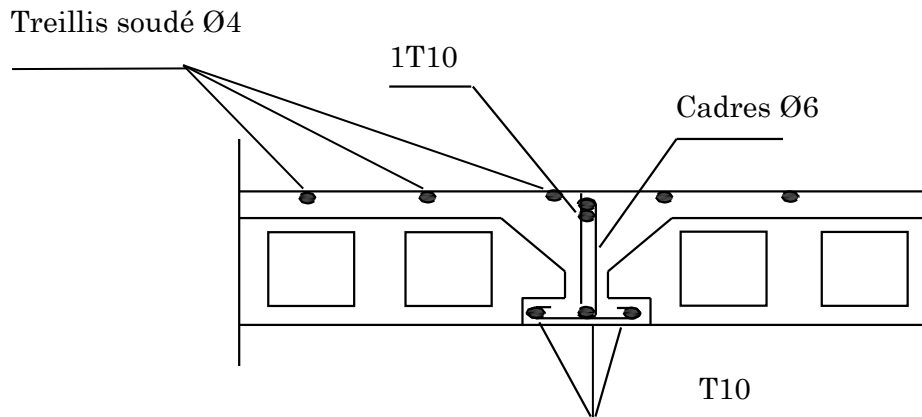


Figure 3.1 : Ferrailage de la poutrelle et de la dalle de compression

3.4. Etude des dalles pleines

3.4.1. Dalle pleine sur un appui

- Balcon étages courants
- 1. Evaluation des charges
- La dalle :

$$G=5.86Kn/m^2 ; Q=3.5Kn/m^2$$

$$\underline{A'ELU} : q_u=1.35G+1.5Q=13.16Kn/m^2.$$

$$\underline{A'ELS} : q_s=G+Q=9.36Kn/m^2$$

Les calculs seront faits pour une bande de 1ml

$$\text{Donc : } q_u=1.35G+1.5Q=13.16Kn/ml$$

$$q_s=G+Q=9.36Kn/ml$$

La dalle travaille comme une console.

Le garde-corps :

$$g=1Kn/m^2. \quad (\text{DTR BC.2.2}) \quad h_{garde\ corps}=50cm \Rightarrow G=0.5Kn/m$$

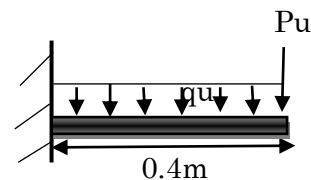


Figure 3.2 : Dalle sur un seul appui

A'ELU : $p_u = 1.35 \times G = 0.675 \text{ Kn/ml}$.

A'ELS : $P_s = G = 0.50 \text{ Kn/ml}$.

2. calcul des sollicitations

$$M_u^{max} = -q_u Lx^2 / 2 - p_u * Lx = -13.16 * (0.4)^2 / 2 - 0.675 * 0.4 \Rightarrow M_u^{max} = -1.32 \text{ Kn.m}$$

$$M_s^{max} = -q_s Lx^2 / 2 - p_s * Lx = -9.36 * (0.4)^2 / 2 - 0.5 * 0.4 \Rightarrow M_s^{max} = -0.94 \text{ Kn.m}$$

$$V_u = 0.675 + 13.16 * 0.4 = 5.94 \text{ Kn (pour une surface de 1ml)}$$

3. calcul de la section d'armatures

On ferraille la partie sup qui est tendue pour une bande de 1 ml.

$H = 0.14 \text{ m}$; $b = 1 \text{ ml}$; F.N ($e = 2 \text{ cm}$).

$$\Rightarrow d = 12 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.006$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0 \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPA}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.007$$

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

Sens principale (nappe supérieure)

$$A_s = \frac{M_u}{f_{st} \times z} = 0.31 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité

$$A_s^{min} = \rho_0 * b * e \quad \text{pour } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$$

$$A_s^{min} = 0.0008 * 100 * 14 = 1.12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte $A_s = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ tel que $A_s = 4 \text{ HA}10$

Sens secondaire (nappe inférieure)

$$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.05 \text{ cm}^2 \Rightarrow A \text{ adopté} = 3 \text{ HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

4. Vérification des espacements des armatures

Sens principale :

$$St < \min [2e ; 25 \text{ cm}] = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

Sens secondaire :

$$St = 25 \text{ cm} < \min [3e ; 33 \text{ cm}] = 25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.05 \text{ MPA} \Rightarrow \tau_u < \tau_u' = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA} \Rightarrow$ il n'est pas nécessaire de mettre des armatures transversales dans la dalle.

- **Vérification à l'ELS**

$$M_s = -9.36 \times (0.4)^2 / 2 - 0.4 \Rightarrow M_s = -1.14 \text{ kn.m}$$

Vérification de σ_{bc}

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

$$50y^2 + 47.1y - 565.2 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.029 \text{ m}$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times Y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 4713.12 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc}

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

$$\sigma_{bc} = \frac{1.14 \times 10^{-3}}{4713.12} \times y = 0.7 \text{ MPA} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots \text{pas de risque de fissuration du béton}$$

Vérification de σ_s

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

$$\sigma_s = 15 \left[\frac{1.14 \times (12 - 2.92)}{4713.12} \right] \times 10^{-3} = 32.94 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s' = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPA} \dots \dots \text{fissuration nuisible. Avec : } \eta = 1.6$$

$\sigma_s < \sigma_s'$ condition vérifiée.

Tableau 3.14 : Vérification des contraintes

Ms (Kn.m)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}' (MPA)	Observation	σ_s (MPA)	σ_s' (MPA)	Observation
1.14	0.029	4713.12	0.7	15	vérifié	32.94	201.63	vérifié

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = 0.35 > \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Schéma de ferrailage

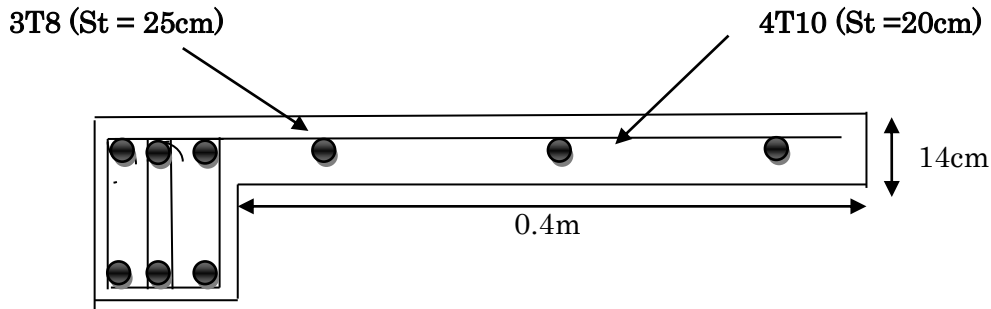


Figure 3.3 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 1 appui (balcon)

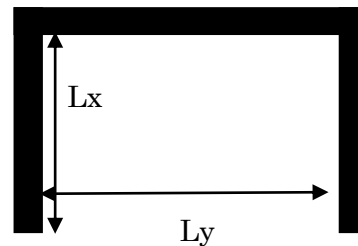
3.4.2. Dalle pleins sur trois appuis :

$L_x = 1.25 \text{ m}$

$L_y = 2.90 \text{ m}$

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

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



1) Evaluation des charges :

A ELU :

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

A ELS :

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

➤ Calcul des sollicitations :

On détermine les moments isostatiques sollicitant la dalle comme suit :

$l_x = 1.25 < \frac{2.90}{2} = 1.45$

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

On a $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{125}{290} = 0.43 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens L_x et L_y

- **Calcul à L'ELU :**

Le calcul de sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée

$$M_0^x = 12.68 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = 4.28 \text{ KN.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 12.68 = 10.78 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 4.28 = 3.64 \text{ KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3 M_0^x = -0.3 \times 12.68 = -3.80 \text{ KN.m} \\ -0.3 M_0^y = -0.3 \times 4.28 = -1.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Ferraillage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bonde de 1m ($1 \times e$)

Tableau 3.15 : Ferraillage de la dalle sur trois appuis.

Sens	localisation	M (KN.m)	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{adoptée}(\text{cm}^2)$
Sens x-x	En travée	10.78	2.67	1.12	4HA10=3.14
	En appui de rive	3.80	0.92	1.12	4HA8=2.01
Sens y-y	En travée	3.64	0.88	1.12	4HA8=2.01
	En appui de rive	1.28	0.30	1.12	4HA8=2.01

Calcul de l'espacement des armatures

Sens x-x

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

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

On opte pour $s_t=25\text{cm}$

Sens y-y

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

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

On opte pour $s_t=25\text{cm}$

Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} ; V_u^x = 13.16 \times \frac{1.25}{2} \times \frac{2.90^4}{1.25^4 + 2.90^4} ;$$

$$V_u^x = 7.95 \text{Kn.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.066 \text{MPa.}$$

$$\tau_u' = \text{Min} = \left[\frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \right] \text{MPa} = 1.16 \text{MPa.}$$

$\Rightarrow \tau_u < \tau_u' \dots\dots$ vérifié. Pas de risque de cisaillement.

- **Vérifications à l'ELS**

$$M_0^x = 9.01 \text{Kn.m}$$

$$M_0^y = 3.04 \text{Kn.m}$$

$$M_x^t = 0.85 \times M_0^x = 0.85 \times 9.01 = 7.65 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 \times M_0^y = 0.85 \times 3.04 = 2.58 \text{KN.m}$$

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.3M_0^x = -0.3 \times 9.01 = -2.70 \text{KN.m} \\ -0.3M_0^y = -0.3 \times 3.04 = -0.91 \text{KN.m} \end{cases}$$

Vérification de la contrainte dans le béton

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

Tableau 3.16 : Contrainte dans le béton de la dalle sur trois appuis

Sens	M (Kn.m)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}' (MPA)	Remarque
Sens x-x	7.65	0.029	4713.12	4.7	15	Vérifiée
Sens y-y	2.58	0.024	3239.42	1.91	15	Vérifiée
Appui	-2.70	0.024	3239.42	2	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

- $\frac{h}{l} = 0.112 > \max\left[\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_0^x}\right] = 0.042 \dots \dots \dots$ vérifié.
- $\frac{A}{b \times d} = 0.0026 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots \dots$ vérifié.

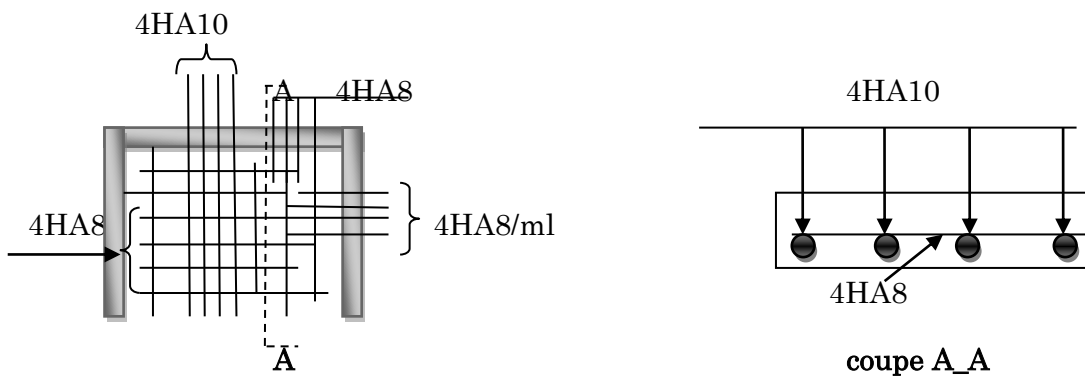


Figure 3.4 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

Et pour les autres types de balcon :

$L_x = 1.10m$

$L_y = 3.20m$

$G = 6.98 \text{ KN/m}^2$

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

Evaluation des charges :

A ELU :

$P_u = 1.35G + 1.5Q = 14.67 \text{ KN/m}$

A ELS :

$$p_s = G+Q = 10.48 \text{KN/m}$$

$$\text{On a } L_y = 320 \text{cm} > \frac{l_x}{2} = 55 \text{cm} \Rightarrow \begin{cases} M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} \\ M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{110}{300} = 0.34 < 0.4 \text{ la dalle travaille dans un seul sens.}$$

Tableau 3.17 : Ferrailage de la dalle sur 3 appuis

En travée								
Sens	Mu (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	St (cm)
X	13.07	0.063	0.081	0.116	3.23	1.12	5HA10=3.93	20
En appuis								
X	4.61	0.022	0.027	0.118	1.12	1.12	4HA8=2.01	20

Dans le sens Ly :

$$\text{Mettre des aciers de construction} \Rightarrow A_t^y = \frac{A_x}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.9825 \text{cm}^2$$

On opte pour $A_t^y = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{cm}^2$ avec St=20cm.

Vérification (ELS et effort tranchant)**Tableau 3.18 : Vérification de l'effort tranchant et l'ELS**

Ms(Kn.m)	A(cm ²)	d(m)	Y(m)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{bc}' (Mpa)	V_u (Kn)	τ_u (Mpa)	τ_u' (Mpa)	remarque			
Travée							8.06	0.067	1.16	Vérifiée			
9.34	3.93	0.12	0.032	5657.35	5.28	15				Vérifiée			
Appui										8.06	0.067	1.16	Vérifiée
3.29	2.01	0.12	0.024	3239.42	2.43	15							Vérifiée

Vérification de la flèche :

Sens x-x :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.14}{1.10} = 0.12 > \frac{1}{16} = 0.06.$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.93}{100 \times 12} = 0.0032 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

⇒ les conditions sont vérifiées. la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

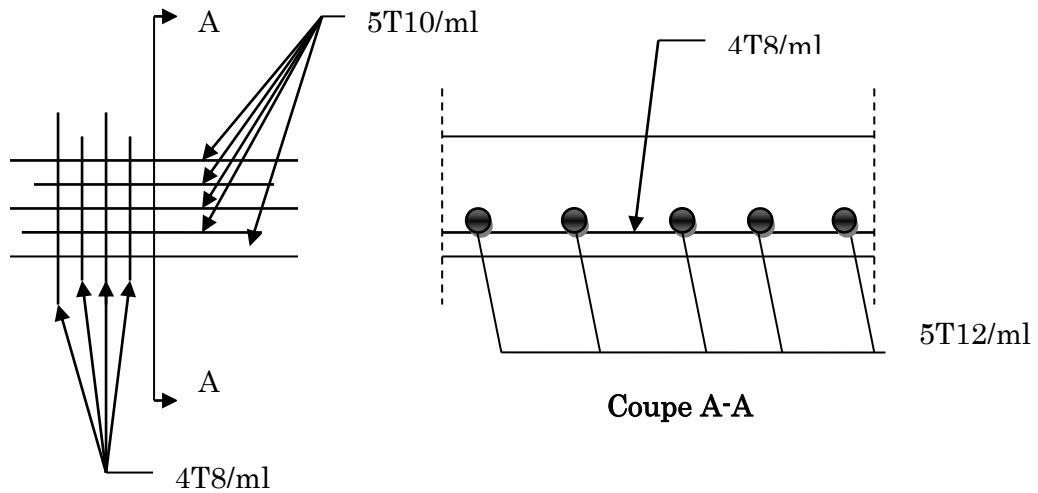


Figure 3.5 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis

3.5. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est calculé comme une console encastrée au niveau de la dalle. Le calcul sera étudié en flexion composée pour une bande de 1m de longueur, et puisqu'il est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

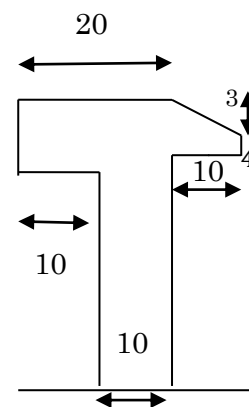
Les charges qui sollicitent l'acrotère sont :

- Son poids propre sous forme d'efforts normaux verticaux.
- Une charge d'exploitation horizontale égale à 1.0KN/ml due à la main courante.
- Une force horizontale F_p .

Les dimensions de l'acrotère sont :

$$S = (0.1 \times 0.6) + (0.1 \times 0.1) + \left[\frac{(0.07 + 0.04) \times 0.11}{2} \right]$$

$$S = 0.076 \text{ m}^2$$



Evaluation des charges :

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

Poids propre : $G_1=25\times 0.076\times 1 = 1.9\text{KN}$

Poids de ciment d'enduit intérieur : ($e=2\text{cm}$) : $G_2=0.02\times 20\times 0.6\times 1=0.24\text{KN}$

Poids de ciment d'enduit extérieur : ($e=1.5\text{cm}$) : $G_3=0.015\times 20\times 0.6\times 1=0.18\text{KN}$

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.32\text{KN}$$

La force sismique : $F_p = 4 A C_p W_p$ **RPA99 (art 6.2.3)**

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe 2 ; zone IIa, $A = 0.15$).

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0.8$.

W_p : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.32 \Rightarrow F_p = 1.11\text{KN}$$

Le centre de gravité de la section est $G (X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 10 \times 5) + (16 \times 4 \times 11) + (13.83 \times 16.5) + (10 \times 10 \times 15)}{761} = 7.13\text{cm}$$

$$Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} = \frac{(60 \times 10 \times 30) + (55 \times 4 \times 11) + (58 \times 16.5) + (10 \times 10 \times 55)}{761} = 32.42\text{cm}$$

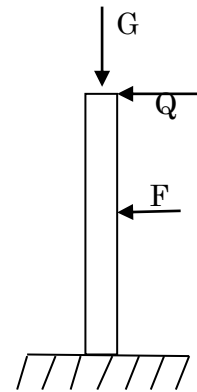
a. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est sollicité par :

$$N_G = 2.32\text{KN} \quad ; \quad M_G = 0\text{KN.m}$$

$$N_Q = 0\text{KN} \quad ; \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6\text{KN.m}$$

$$N_{FP} = 0\text{KN} \quad ; \quad M_{FP} = F_p \times Y_g = 1.11 \times 0.3242 = 0.36\text{KN.m}$$



- Les combinaisons d'actions :

Tableau 3.19 : Combinaison de calcul

Combinaison de charges	ELU		ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N(KN)	2.32	3.13	2.32
M (KN.m)	0.96	0.9	0.6

Calcul de l'excentricité à l'ELUF

$$N_u = 3.13 \text{ KN} ;$$

$$M_u = 0.9 \text{ KN.m} ;$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.13} = 0.29 \text{ m} \\ \frac{H}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m} \end{cases}$$

$e_0 > \frac{H}{6} \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

(BAEL99/ art A.4.4) tel que : $e = e_0 + e_a + e_2$

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

h : hauteur de l'acrotère = 60cm.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ et $M_G = 0\text{KN.m} \Rightarrow \alpha = 0.$

ϕ : c'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérées, il est généralement pris égal à 2.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm

Donc : $e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times (2 + 0)}{0.1 \times 10^4} = 0.0086\text{m}$

$$e = e_0 + e_a + e_2 = 0.29 + 0.02 + 0.0086 = 0.32\text{m}$$

b. Ferrailage de la section :

$$f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

$$f_{st} = 348\text{MPa}$$

$$N_u = 3.13\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.13 \times 0.32 = 1.00\text{KN.M}$$

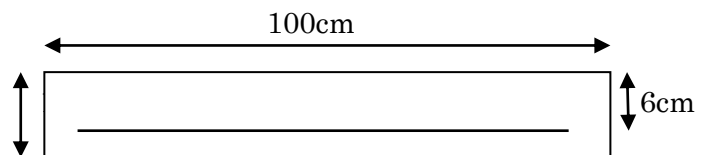


Figure 3.6 : Section de calcul de l'acrotère

Selon le **BAEL91** :

$$M_{uA} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.00 + 3.13 \left(0.06 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.03\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d \times \sigma_{bu}} = \frac{1.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06 \times 14.2} = 1.21 \times 10^{-3}; \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.51 \times 10^{-3}; \quad z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.059\text{m}$$

$$A_t = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times z} \Rightarrow A_t = \frac{1.03 \times 10^{-3}}{348 \times 0.059} = 0.502 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera : $A_s = A_t - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.49 \text{ cm}^2$

c. Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.06 \times \frac{2.1}{400} = 0.725 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_s$ On ferraille avec A_{min} soit 4HA8=2.1cm²/ml

- Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_{min}}{4} = 0.502 \text{ cm}^2 \text{ et on adopte à } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Espacement

Armatures principales : $S_t \leq (100/4 = 25 \text{ cm})$on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Armatures répartition : $S_t \leq (100/3 = 33.33 \text{ cm})$on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$

- Vérification au cisaillement

$$\tau \leq \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5 ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.11 + 1 = 2.11 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.06} \Rightarrow \tau = 0.035 \text{ KN}$$

$\tau < \bar{\tau} \Rightarrow$ pas de risque de cisaillement.

d. Vérification à l'ELS

$$N_{ser} = 2.32 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes

$$by^2/2 + 15Ay - 15Ad = 0 \Rightarrow y = 2.23 \text{ cm}$$

$$I = by^3/3 + 15A(d-y) \Rightarrow I = 798.17 \text{ cm}^4$$

- Calcul des contraintes dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{0.6 \times 10^{-3} \times 2.23 \times 10^{-2}}{798.17 \times 10^{-8}} = 1.67 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 1.67 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$vérifiée (pas de risque de fissuration du béton en compression).

- Vérification des armatures :

$$\rho = 100 \times \frac{A_s}{b \times d} = 100 \times \frac{2.01}{100 \times 6} = 0.34$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{0.6 \times 10^{-3}}{798.17 \times 10^{-8}} (6 - 2.23) \times 10^{-2} = 42.51 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e; \sqrt{\tau f_{t28}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 42.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$...vérifiée

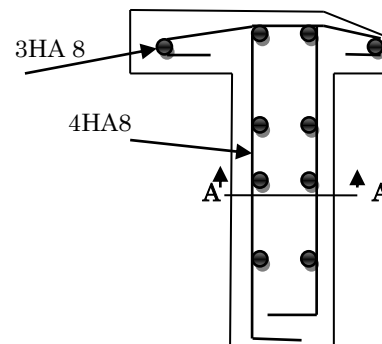
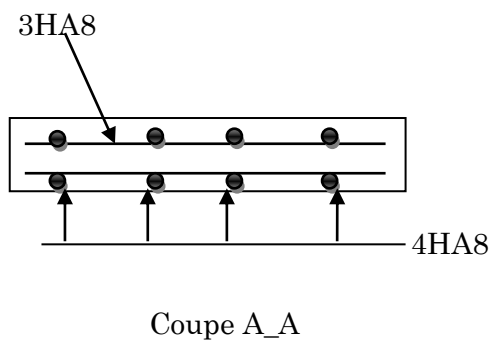


Figure 3.7 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.6. Etude de l'escalier :

Les escaliers se calculent à la flexion simple en Considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale (L) uniformément chargées et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

3.6.1. Etude de l'escalier entre sol1 :

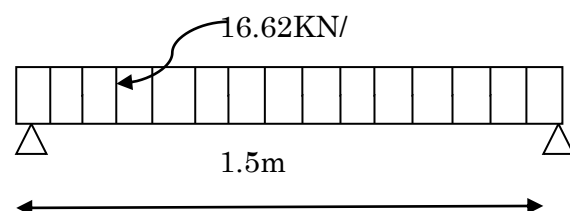
Type 1 :

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

$$G_v = 9.54 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 G_v + 1.5 Q \Rightarrow q_u = 16.62 \text{ KN/m}$$



$$\text{ELS} : q_s = G_v + Q \Rightarrow q_s = 12.04 \text{KN/m.}$$

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

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 18 \times 1.5 = 24.93 \text{KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = \frac{27 \times 0.75}{1.5} = 12.47 \text{KN.}$$

$$R_B = R_A = 12.47 \text{KN}$$

$$M_0 = M^{max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = 4.67 \text{KN.m.}$$

$$M_t^{max} = 0.85 M_0 = 3.97 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_a = -0.3 M_0 = -1.40 \text{KN.m.}$$

$$V^{max} = \frac{q \times l}{2} = 12.47 \text{KN.}$$

Sollicitations l'ELS

Après calcul on trouve :

$$R_B = R_A = 9.03 \text{KN}$$

$$M_0 = M^{max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = 3.39 \text{KN.m.}$$

$$M_t^{max} = 0.85 M_0 = 2.87 \text{KN.m} \quad \text{et} \quad M_a = -0.3 M_0 = -1.02 \text{KN.m.}$$

$$V^{max} = \frac{q_s \times l}{2} = 9.03 \text{KN.}$$

Calcul de ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section de (b × h)

$$\begin{cases} b = 100 \text{cm} \\ h = 15 \text{cm} \\ d = 13 \text{cm} \end{cases}$$

Les calculs de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.20 : Résultats de ferrailage.

position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2	A_{adp} cm^2	S_t (cm)
Travée	3.97	0.016	0.020	0.129	0.88	1.57	4HA10=3.14	25
Appui	1.40	0.0058	0.0073	0.129	0.31	1.57	3HA10=2.36	33

- **Les armatures transversales**

$$A_t = \frac{A}{4} = 0.79 \text{cm}^2. \text{ on choisit des } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{cm}^2$$

$$A_a = \frac{A}{4} = 0.60 \text{ cm}^2. \text{ on choisit des 3HA8} = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{12.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.095 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite de compression du béton**

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

- **En travée :**

$$M_{ser}^{max} = 2.87 \text{ KN.m} ; A = 3.14 \text{ cm}^2.$$

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

L'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes par une section rectangulaire ($b \times e$).

- **Calcul de y :**

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

$$50y^2 + 47.1y - 612.3 = 0. \Rightarrow y = 3.06 \text{ cm}$$

- **Calcul de moment d'inertie :**

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

$$I = 5608.74 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 1.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{e}{l} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

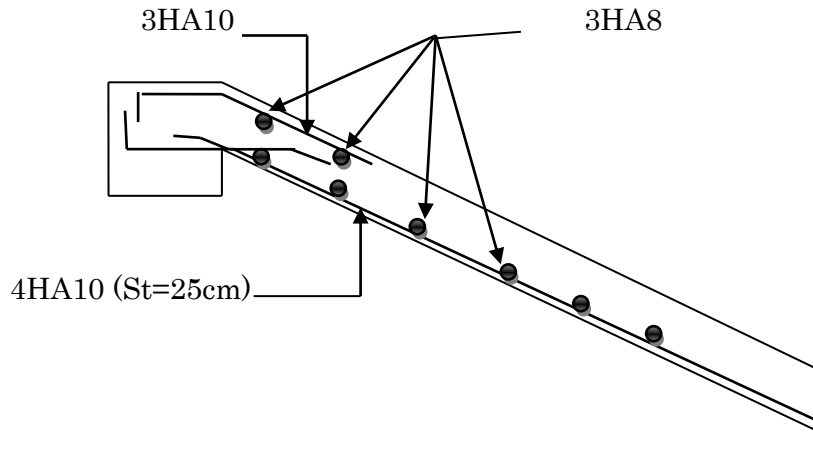


Figure 3.8 : Schéma de ferrailage d'escalier type 1

3.6.2. Etude de l'escalier type 2

- L'escalier à deux volées

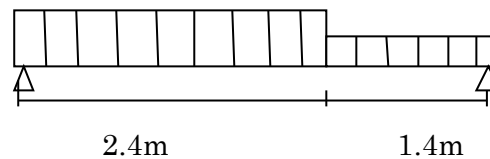
On a : $G_v=9.06\text{KN}/\text{m}^2$; $G_p= 6.9\text{KN}/\text{m}^2$; $Q=2.5\text{KN}/\text{m}^2$.

a) Combinaisons de charges

$$\text{ELU} \begin{cases} q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 15.98\text{KN}/\text{m} \\ q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 13.07\text{KN}/\text{m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} G_v + Q = 11.56\text{KN}/\text{m} \\ G_p + Q = 9.4\text{KN}/\text{m} \end{cases} \quad q_v q_p$$

$e=20\text{cm}$



b) Les sollicitations :

D'après la méthode RDM on trouve :

Tableau 3.21 : Récapitulation des sollicitations

ELU	ELS
$R_A = 29.63\text{KN}$	$R_A = 21.40\text{KN}$
$R_B = 27.02\text{KN}$	$R_B = 19.41\text{KN}$
$M_{\text{max}} = 25.08\text{KN.m}$	$M_{\text{max}} = 18.06\text{KN.m}$

$M_t = 21.32 \text{ KN.m}$ $M_a = -12.55 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 29.63 \text{ KN}$	$M_t = 15.36 \text{ KN.m}$
--	----------------------------

c) Ferrailage

Tableau 3.22 : Sections de ferrailage

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2	A_{adp} cm^2	S_t (cm)
Travée	25.08	0.055	0.070	0.175	4.12	2.17	4HA12=4.52	25
Appui	12.55	0.027	0.035	0.178	2.02	2.17	4HA10=3.14	25

- **Les armatures transversales**

$$A_t = \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2. \text{ on choisit des } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{A}{4} = 0.54 \text{ cm}^2. \text{ on choisit des } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{29.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite de compression du béton**

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

- **En travée :**

$$M_{\text{ser}}^{\max} = 15.36 \text{ KN.m} ; A = 4.52 \text{ cm}^2.$$

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

L'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes par une section rectangulaire ($b \times e$).

- **Calcul de y :**

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

$$50y^2 + 67.8y - 1220.4 = 0. \Rightarrow y = 4.31 \text{ cm}$$

- Calcul de moment d'inertie :

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

$$I = 15375.58 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 4.3 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.047 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0042 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée on procède à la vérification de la flèche.

Tableau 3.23 : Vérification de la flèche

Evaluation des charges						
q_{jser} (KN/m)	q_{gser} (KN/m)				q_{pser} (KN/m)	
10.16	8.26				10.76	
Evaluation des charges en travée						
M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)				M_{pser} (KN.m)	
18.34	14.91				19.42	
Propriété de la section						
Y(cm)	I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	E_i (MPa)	E_v (MPa)
4.31	76146.58	0.0025	8.4	3.36	32164.2	10721.4
contraintes						
σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)				σ_{sp} (MPa)	
244.94	199.13				259.36	
Inertie fictives						
U_j	U_g	U_p	If_{ij} (cm ⁴)	If_{ig} (cm ⁴)	If_{ip} (cm ⁴)	If_{vg} (cm ⁴)
0.19	0.10	0.22	32265.5	45522.41	29410.54	62695.53
Evaluation des flèches						
f_{ij} (cm)	f_{ig} (cm)		f_{ip} (cm)		f_{vg} (cm)	

0.26	0.15	0.30	0.32
$\Delta f_t = 0.21 \text{ cm} < f_{adm} = 0.76 \text{ cm}$			

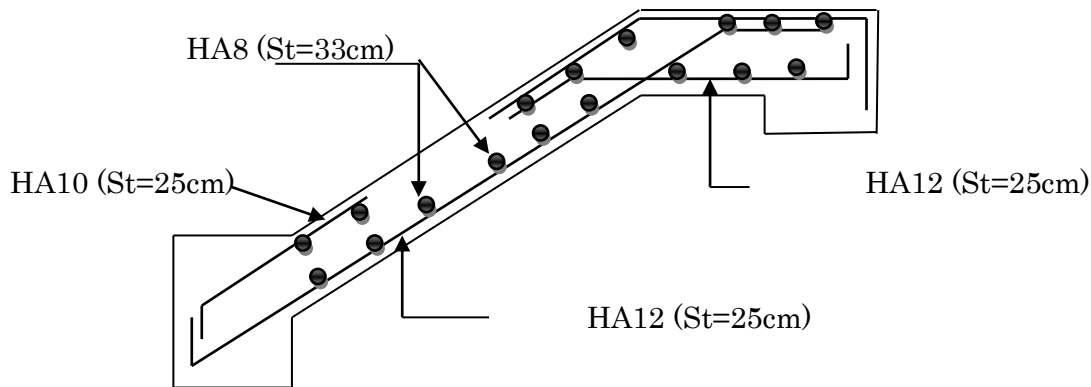


Figure 3.9 : Schéma de ferrailage de l'escalier du type 2

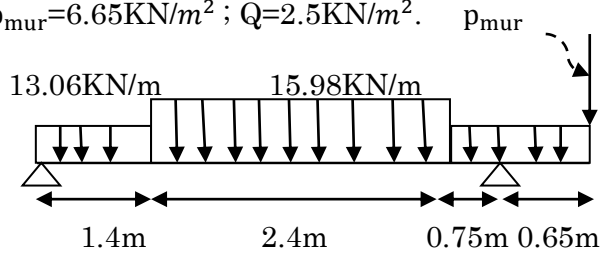
• Escalier (entre sol2 jusqu'aux 5^{ème} étage)

On a : $G_v = 9.06 \text{ KN/m}^2$; $G_p = 6.86 \text{ KN/m}^2$; $p_{mur} = 6.65 \text{ KN/m}^2$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$.

$p_{mur} = 2.81 \times 2.96 \times 0.8 = 6.65 \text{ KN/m}$.

d) Combinaison de charges

$$ELU \begin{cases} q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 15.98 \text{ KN/m} \\ q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 13.06 \text{ KN/m} \end{cases}$$



$p_{mur} = 1.35 \times 6.65 = 8.98 \text{ KN/m}$

$$ELS \begin{cases} G_v + Q = 11.56 \text{ KN/m} \\ G_p + Q = 9.40 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$e = 20 \text{ cm}$

e) Les sollicitations :

D'après la méthode RDM on trouve :

Tableau 3.24 : Récapitulation des sollicitations

ELU	ELS
$R_A = 30.83 \text{ KN}$	$R_A = 22.21 \text{ KN}$
$R_B = 53.06 \text{ KN}$	$R_B = 38.49 \text{ KN}$
$M_{max} = 39.93 \text{ KN.m}$	$M_{max} = 28.88 \text{ KN.m}$

$M_t = 33.94 \text{ KN.m}$ $M_a = -19.96 \text{ KN.m}$ $V_{\max} = 53.06 \text{ KN}$	$M_t = 24.55 \text{ KN.m}$
--	----------------------------

❖ Ferrailage

Tableau 3.25 : Sections de ferrailage

position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2	A_{adp} cm^2	S_t (cm)
Travée	33.94	0.073	0.094	0.173	5.63	2.17	4HA14=6.16	25
Appui	19.96	0.043	0.055	0.176	3.25	2.17	4HA12=4.52	25

- Les armatures transversales

$$A_t = \frac{A}{4} = 1.54 \text{ cm}^2. \text{ on choisit des } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2. \text{ on choisit des } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{53.06 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.29 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- Vérification à l'ELS :

- Etat limite de compression du béton

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

- En travée :

$$M_{\text{ser}}^{\max} = 24.55 \text{ KN.m} ; A = 6.16 \text{ cm}^2.$$

- Position de l'axe neutre :

L'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes par une section rectangulaire ($b \times e$).

- Calcul de y :

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

$$50y^2 + 92.4y - 1663.2 = 0. \Rightarrow y=4.92\text{cm}$$

- Calcul de moment d'inertie :

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

$$I=19778.23\text{cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y = 6.10\text{MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad \text{vérifiée.}$$

• Vérification de la flèche :

$$\frac{e}{l} = 0.039 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A}{bd} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$$

La 1^{er} condition n'est pas vérifiée on procède à la vérification de la flèche.

Tableau 3.26 : Vérification de la flèche

Evaluation des charges						
q_{jser} (KN/m)	q_{gser} (KN/m)			q_{pser} (KN/m)		
9.63	8.03			10.53		
Evaluation des charges en travée						
M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)			M_{pser} (KN.m)		
24.93	20.80			27.27		
Propriété de la section						
Y(cm)	I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	E_i (MPa)	E_v (MPa)
4.92	79452.43	0.0034	6.17	2.47	32164.2	10721.4
Contraintes						
σ_{sj} (MPa)	σ_{sg} (MPa)			σ_{sp} (MPa)		
247.30	206.33			270.51		
Inertie fictives						
U_j	U_g	U_p	If_{ij} (cm ⁴)	If_{ig} (cm ⁴)	If_{ip} (cm ⁴)	If_{vg} (cm ⁴)
0.33	0.25	0.36	28786.16	34374.69	27132.03	54032.56
Evaluation des flèches						

$f_{ij}(cm)$	$f_{ig}(cm)$	$f_{ip}(cm)$	$f_{vg}(cm)$
0.55	0.34	0.64	0.97
$\Delta f_t = 0.72cm < f_{adm} = 0.91 \text{ cm}$ vérifiée			

Schéma de ferrailage :

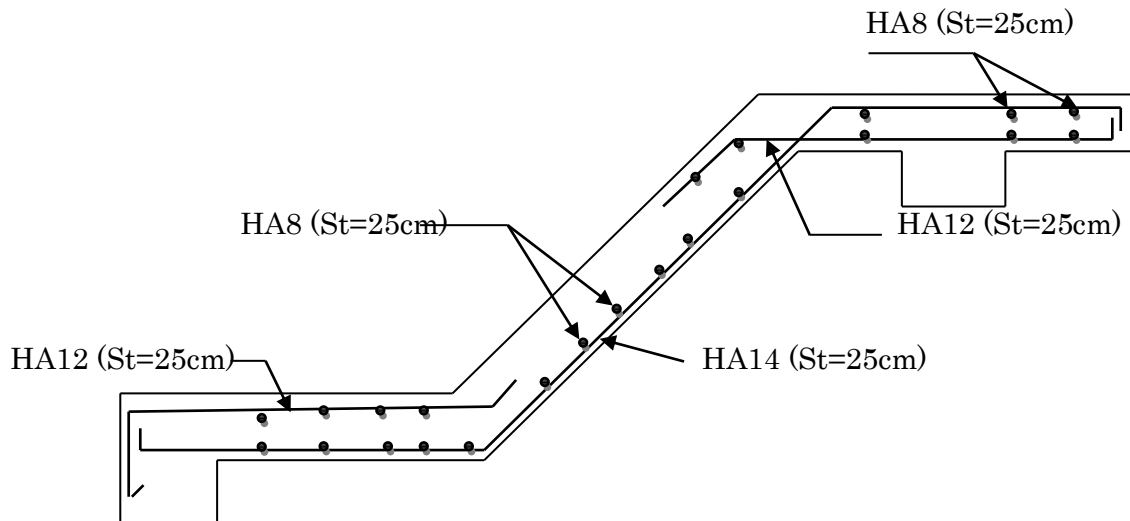


Figure 3.10 : Schéma de ferrailage des escaliers de l'entre sol2 jusqu'aux 5^{ème} étage

3.6.3. Etude de la poutre palière

a) Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20cm < h < 30cm$$

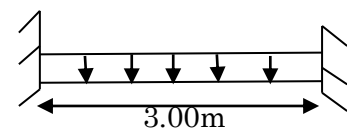
$$\begin{cases} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(art7.5.1)}$$

On prend $h=30cm$ $b=30cm$

b) Les charges sur la poutre

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25KN/m$$



c) Les sollicitations sur la poutre palière :

Tableau 3.27 : Récapitulation de l'ensemble des sollicitations

ELU	ELS
$R_B = 52.54 \text{KN}$ $P_u = 1.35g_0 + R_B$ $P_u = 55.56 \text{KN/m}$ $M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 20.84 \text{KN.m}$ $M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -41.67 \text{KN.m}$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 83.34 \text{KN}$	$R_B = 39.86 \text{KN}$ $P_u = g_0 + R_B$ $P_u = 42.11 \text{KN/m}$ $M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 15.79 \text{KN.m}$ $M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -31.58 \text{KN.m}$ $V_s = \frac{P_u \times L}{2} = 63.17 \text{KN}$

d) Calcul de la section d'armature à la flexion simple

Tableau 3.28 : Sections d'armatures à la flexion simple

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	A_{cal} cm^2	A_{min} cm^2
Travée	20.84	0.062	0.080	0.271	2.21	4.5
Appui	41.67	0.125	0.167	0.261	4.59	4.5

Exigence du RPA

$$A_{min} = 0.5\% \times h \times b \Rightarrow A_{min} = 4.5 \text{cm}^2.$$

$$\text{Or } A = 2.21 + 4.59 = 6.80 \text{cm}^2 \Rightarrow A > A_{min} \dots \text{vérifiée}$$

e) Calcul d'espacement

$$S_t \leq \text{Min}(0.9d ; 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{cm}$$

On opte pour $S_t = 15 \text{cm}$ en travée et en appui

f) Calcul de la section d'armature à la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est engendré par les charges ramenées par le palier et la volée. Il égale au moment d'appui

$$M_{max}^{torsion} = 15.35 \text{KN.m} \quad M_{max}^t = 15.35 \times \frac{L}{2} = 23.025 \text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égal au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL (art A5.4.22).**

U : périmètre de la section.

Ω : Air de contour tracé à mi-hauteur.

e : épaisseur de la paroi.

A_1 : Section d'acier.

$$e : \frac{\Omega}{6} = \frac{b}{6} = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = 0.0625 \text{m}^2.$$

$$U = 2 \times [b - e] \times [h - e] = 1 \text{m}.$$

$$A_1 = \frac{M_{tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5.29 \text{cm}^2.$$

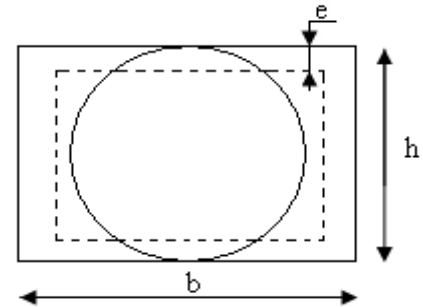


Figure 3.11 : Section creuse équivalente

g) Section d'armatures longitudinales finales.

En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.21 + \frac{5.29}{2} = 4.86 \text{cm}^2 > A_{min} = 4.5 \text{cm}^2.$$

On ferraille avec $A^t = 4.86 \text{cm}^2$, soit : $A^t = 5 \text{HA}12 = 5.65 \text{cm}^2$.

En appui

$$\text{Soit : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.59 + \frac{5.29}{2} = 7.24 \text{cm}^2 > A_{min} = 4.5 \text{cm}^2.$$

On ferraille avec $A^a = 4.86 \text{cm}^2$, soit : $A^a = 3 \text{HA}12 + 3 \text{HA}14 = 8.01 \text{cm}^2$.

h) Espacement des barres

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

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{cm}$$

i) Calcul des armatures transversales

$$A_T^{Total} = A_t^{Fs} + A_t^T$$

Tableau 3.29 : Armatures transversales en flexion simple et torsion

Flexion simple	Torsion
$A_{min} \geq 0.4 \times b \times \frac{S_t}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.45cm^2$	$A_{min} \geq 0.4 \times e \times \frac{S_t}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.075cm^2$
$A_t \geq b(\tau - 0.3f_{t28}) \frac{S_t}{0.8f_e} \Rightarrow A_t \geq 0.64cm^2$	$A_{min} = M_T \times \frac{S_t}{2\Omega \times f_{st}} = 0.53cm^2$

D'où $A_t = 0.64 + 0.53 = 1.17cm^2$

On opte pour un cadre $\varnothing 8$ et un étrier $\varnothing 8$ avec $A_t = 1.51cm^2$.

j) Vérification de la contrainte de cisaillement

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

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

On a $V_{max} = 83.34kN$; $\tau_{flexion} = 0.99MPa$

$$\tau_{tor} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = 3.68MPa$$

D'où $\tau_u = 3.81MPa < \bar{\tau}_u = \min(0.3f_{c28}; 4MPa) = 4MPa$ vérifiée

Evaluation de la flèche :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.1 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{30 \times 28} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

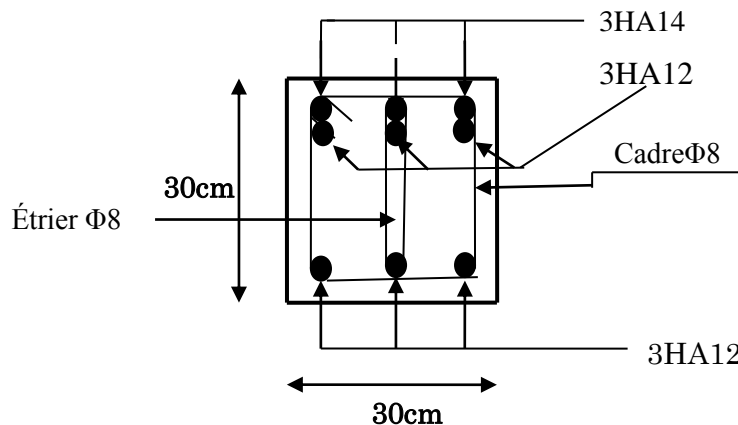


Figure 3.12 : Ferrailage de la Poutre palière en appui

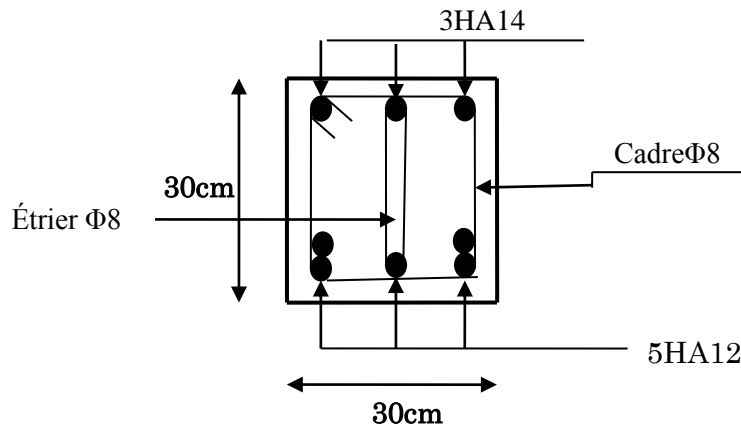


Figure 3.13 : Ferrailage de la Poutre palière en travée

3.7. Etude de l'ascenseur

1. Définition :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargement 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.

2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

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 $L_x=1.40m$ et $L_y=1.60m$ donc une surface $S=1.40 \times 1.60=2.24m^2$.

$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{20} = 7cm \text{ soit } e=20cm.$$

3. Evaluation des charges et surcharges :

- Poids de la dalle en béton armé

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$$

- Poids du revêtement en béton ($e=5cm$)

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la machine

$$G_3 = F_c / S = 145 / 2.24 = 64.73 \text{ KN/m}^2.$$

$$G_{total} = G_1 + G_2 + G_3 = 70.83 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

- Cas d'une charge répartie

- Calcul des sollicitations :

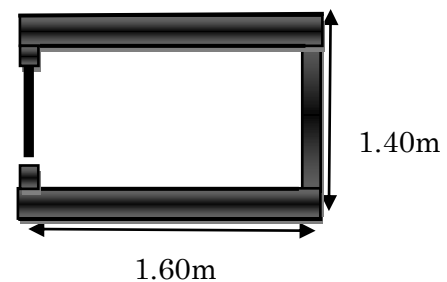


Figure 3.14 : Vue en plan de la cage d'ascenseur.

A l'ELU :

$$q_u = 1.35G_{total} + 1.5Q = 97.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.40}{1.60} = 0.875 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \mu_x = 0.0486$$

$$\mu_y = 0.7244$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 9.25 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6.70 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments réels :

$$\text{En travée : sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.86 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.70 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y$$

$$M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.77 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$q_s = G_{total} + Q = 71.83$$

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \mu_x = 0.0556$$

$$\mu_y = 0.8074$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 7.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.64 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.34 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de ferrailage**

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$.

Tableau 3.30 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous chargement uniformément répartie

sens	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	$A_{t\text{ cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{t\text{ adopté}}(\text{cm}^2)$	$A_{a\text{ cal}}(\text{cm}^2)$	$A_{a\text{ adopté}}(\text{cm}^2)$
x-x	7.86	2.77	1.26	5HA8=2.51	0.44	4HA8=2.01
y-y	5.70	2.77	0.97	5HA8=2.51	0.44	4HA8=2.01

- Vérification à l'ELU

Condition de non fragilité**En travée :**

On calcul A_{min} :

$$h_0 > 12\text{cm}$$

$$\rho > 0.4$$

$$\Rightarrow A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0$$

$$A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_0$$

On a des HA f_e E400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_0 = e = 20\text{cm}$$

$$b = 100\text{cm}$$

$$\rho = 0.87$$

$$\Rightarrow A_{min}^x = 1.70\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{min}^y = 1.60\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{t\text{ adopté}}^x = 2.51\text{cm}^2/\text{ml} > A_{min}^x = 1.70\text{cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{t\text{ adopté}}^y = 2.51\text{cm}^2/\text{ml} > A_{min}^y = 1.60\text{cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

En appui :

$$A_{a\text{ adopté}}^x = A_{a\text{ adopté}}^y = 2.01\text{cm}^2/\text{ml} \gg A_{min}^x = 1.70\text{cm}^2/\text{ml} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

Calcul des espacements :

Sens x-x : $St \leq \min(3e ; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq 33\text{cm}$; on opte pour $St = 25\text{cm}$.

Sens y-y : $St \leq \min(4e ; 45\text{cm}) \Rightarrow St \leq 45\text{cm}$; on opte pour $St = 25\text{cm}$.

Vérification de l'effort tranchant :

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

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

$\rho = 0.87 > 0.4 \Rightarrow$ flexion simple dans les deux sens :

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 42.86 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 28.71 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{42.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ vérifiée (pas de risque de rupture par cisaillement)}$$

- **Vérification à l'ELS**

$$q_s = G_{total} + Q = 71.83$$

$$\rho = 0.87 \Rightarrow \mu_x = 0.0556$$

$$\mu_y = 0.8074$$

$$\text{Sens } x-x' : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 7.82 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 6.31 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.64 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.36 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 2.34 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes dans le béton**

On vérifie que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Sens $x-x'$; $y-y'$

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

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

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

$$\Rightarrow y = 2.65 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 3911.77 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa vérifiée.}$$

➤ **Cas d'une charge concentrée**

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit 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'impact.

a_0 et u : dimensions suivant le sens $x-x'$.

b_0 et v : dimensions suivant le sens $y-y'$.

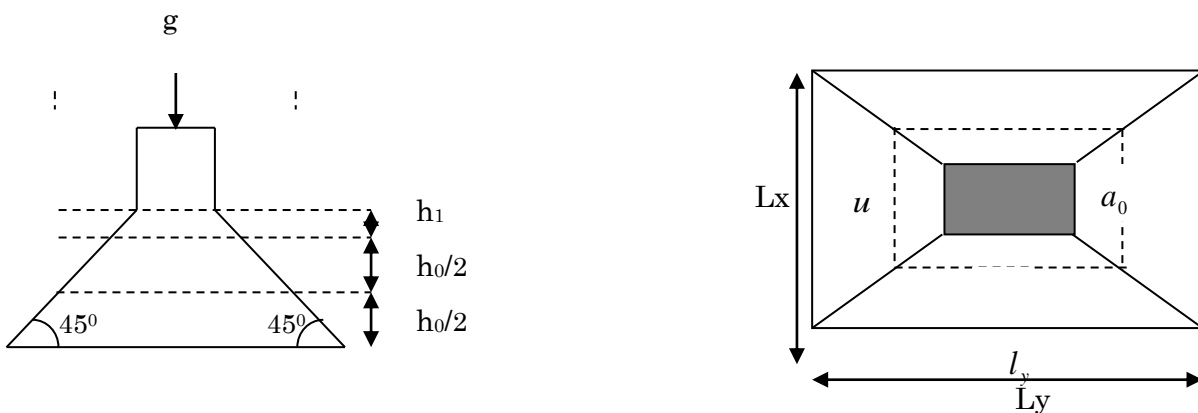


Figure 3.15 : Schéma représentant la surface d'impacte

$$u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1$$

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 :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul des sollicitations**

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + \nu \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + \nu \times M_1) \end{cases} \text{ Avec } \nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ : $\frac{u}{l_x}=0.78$ et $\rho=0.87$

M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et ρ : $\frac{u}{l_y}=0.68$ et $\rho=0.87$

En se référant à l'abaque PIGEAU on trouve $M_1=0.065$ et $M_2=0.052$ (voir annexe 2)

- **Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU**

$$\begin{cases} M_{x1} = P_u \times M_1 \\ M_{y1} = P_u \times M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3$ KN

$P_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 = 97.605$ KN

$$\begin{cases} M_{x1} = 6.34 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 5.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73$ KN

$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.92 \text{ KN.m}$

$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.66 \text{ KN.m}$

- **Superposition des moments**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.26 \text{ KN.m}$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.73 \text{ KN.m}$

Moments en travées : sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_x = 6.17 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_y = 4.87 \text{ KN.m}$

Moments aux appuis : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 2.17 \text{ KN.m}$

- **Ferraillage**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur à 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 3.31 : Ferrailage de la dalle d'ascenseur sous charge concentrée.

sens	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	$A_{t\text{ cal}}(cm^2)$	$A_{a\text{ cal}}(cm^2)$	$A_{t\text{ adopté}}(cm^2)$	$A_{a\text{ adopté}}(cm^2)$
x-x	6.17	2.17	0.99	0.34	5HA8=2.51	4HA8=2.01
y-y	4.87	2.17	0.82	0.34	5HA8=2.51	4HA8=2.01

- **Vérification à l'ELU**
- **Condition de non fragilité :**

En travée :

$$A_{t\text{ adopté}}^x = 2.51\text{cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}}^x = 1.70\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{t\text{ adopté}}^y = 2.51\text{cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}}^y = 1.60\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_t^y = 2.51\text{cm}^2 > \frac{A_t^x}{4} = 0.62 \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

En appui :

$$A_{t\text{ adopté}}^x = 2.51\text{cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}}^x = 1.70\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$A_{t\text{ adopté}}^y = 2.51\text{cm}^2/\text{ml} > A_{\text{min}}^y = 1.60\text{cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

- **Vérification au 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.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm.}$$

$$p_u = 97.605 \text{ KN} ; \gamma_b = 1.5$$

$$p_u = 97.605 < 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 660 \text{ KN} \Rightarrow \text{pas de risque de poinçonnement.}$$

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

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

$$\bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

On a $u = v \Rightarrow$ Au milieu de u : $V_u = \frac{Pu}{3 \times v} = 29.57 \text{ KN}$

Donc :

$$V_{max} = 29.57 \text{ KN}$$

$\tau_u = 0.164 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow$ vérifiée (pas de risque de cisaillement)

• **Espacement des barres :**

Sens x-x' : $St = 20 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Sens y-y' : $St = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

• **Vérification à l'ELS**

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 72.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 5.45 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 4.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.77 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Superposition des moments :**

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.22 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.32 \text{ KN.m}$$

Moments en travée : sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_x = 5.28 \text{ KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_y = 4.52 \text{ KN.m}$

Moments en appuis : $M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_x = 1.86 \text{ KN.m}$

Vérification des contraintes :

On vérifie que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Sens x-x' :

$$Y = 3.32 \text{ cm}$$

$$I=9.33 \times 10^{-5} m^4 \Rightarrow \sigma_{bc}=1.87MPa < \overline{\sigma}_{bc}=15MPa \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$Y=3.22cm$$

$$I=8.26 \times 10^{-5} m^4 \Rightarrow \sigma_{bc}=1.76MPa < \overline{\sigma}_{bc}=15MPa \dots\dots \text{vérifiée.}$$

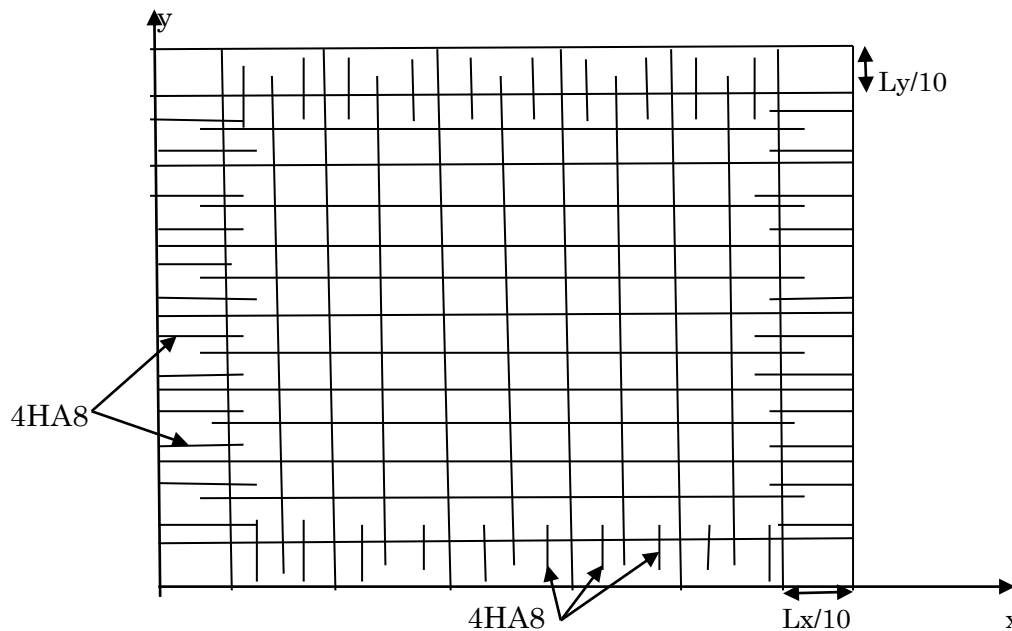
La FPN \Rightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

Vérification de la flèche :

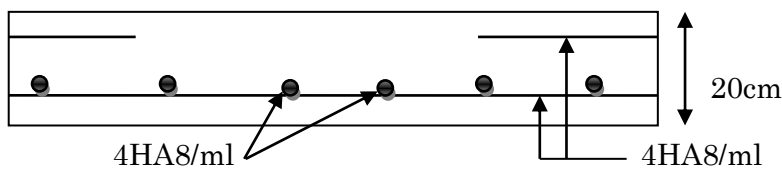
$$h/l_x=0.1 \geq 1/16=0.06\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$h/l_x=0.1 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{5.28}{10 \times 6.22} = 0.08\dots\dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0013 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01 \dots\dots \text{vérifiée.}$$



Vu en plan



Coupe transversale

Figure 3.16 : Schéma de la dalle d'ascenseur

3.8. Poutre de chaînage

On prendra le cas le plus défavorable.

Dimensionnement

$$L_{max}=3.50 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow 23.33\text{cm} \leq h \leq 35\text{cm}$$

$$h \geq 15\text{cm} ; b \geq \frac{2}{3} \times 30 = 20\text{cm} \text{ (30 cm est l'épaisseur du mur)}$$

On adopte : $h=30\text{cm} ; b=30\text{cm}$

Calcul des sollicitations

$$\text{Poids propre : } p_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 \Rightarrow p_p = 2.25\text{KN/m}$$

$$\text{Poids des murs : } p_m = 2.81 \times (3.06 - 0.3) = 7.75\text{KN/m}$$

$$p_u = 1.35 \times (2.25 + 7.75) = 13.50\text{KN/ml.}$$

$$p_s = 2.25 + 7.75 = 10\text{KN/ml.}$$

$$M_u = p_u \frac{L_{max}^2}{8} = 20.67\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_u \Rightarrow M_t = 15.50\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_u \Rightarrow M_a = -10.33\text{KN.m}$$

Le ferrailage

a) Armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.3 = 0.27\text{m}$$

Tableau 3.32 : Section de ferrailage de la poutre de chaînage

	M(KN)	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A_{calculé}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$As_{adopté}(cm^2)$
En travée	15.50	0.015	0.018	26.80	1.66	1.3	3HA12=3.39
En appui	10.33	0.01	0.012	26.87	1.10	1.3	3HA10=2.36

Vérification à l'ELU**Effort tranchant**

$$V_u = p_u \times \frac{l}{2} \Rightarrow V_u = 23.62 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.08 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.13}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.16 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifié.}$$

b) Calcul des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right) \Rightarrow \Phi_t \leq 8.57 \text{ mm}$$

$$\text{Soit (cadre + étrier) HA8} \Rightarrow A_t = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

c) L'espacement :

$$1) \text{ St} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{St} \leq 24.3 \text{ cm}$$

$$2) \text{ St} \leq \frac{A_t \times 0.8 f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{t28})} \Rightarrow \text{St} \leq \frac{2.01 \times 0.8 \times 400}{30(0.08 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow \text{St} \leq 0 \quad \text{CBA (art A.5.1.2.3)}$$

$$3) \text{ St} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow \text{St} \leq \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow \text{St} \leq 67 \text{ cm}$$

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

Vérification à l'ELS**a) Vérification de la contrainte dans le béton :**

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

$$M_s = 15.31 \text{ kN.m} ; M_t^s = 0.75 \times M_s = 11.48 \text{ kN.m} ; M_d^s = 0.5 \times M_s = 7.65 \text{ kN.m}$$

$$\text{Calcul de Y : } A = 3.39 ; \frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 4.75 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de I : } I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 28746.32 \text{ cm}^4$$

$$\text{En travée : } (\sigma_{bc} = 1.89 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

$$\text{En appuis : } (\sigma_{bc} = 1.26 \text{ MPa}) < 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{vérifiée}$$

b) Evaluation de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.085 > 0.0625 ;$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0.085 > 0.075 ;$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow 0.004 < 0.01 \Rightarrow \text{pas de vérification à la flèche.}$$

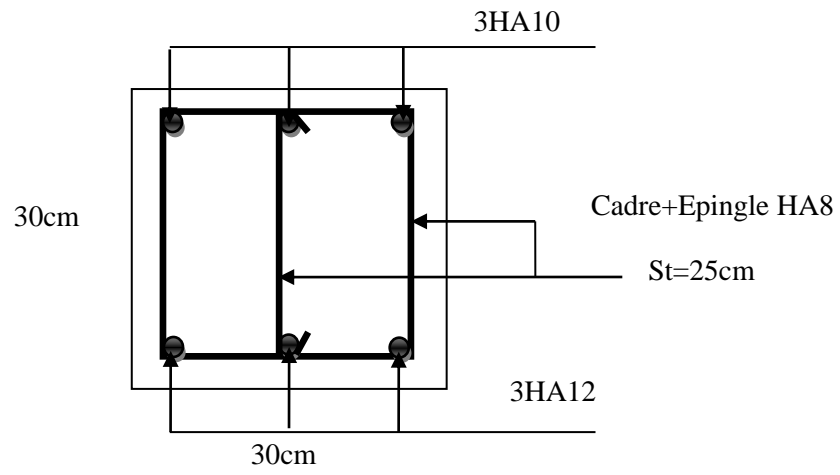


Figure 3.17 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Chapitre 4 Modélisation 3D et étude sismique

4.1. Introduction

L'ouvrage faisant l'objet de notre étude est un bâtiment en béton armé de huit niveaux (2 entres sol +RDC+5), 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 portique-voiles.

4.2. Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis à l'aide du logiciel SAP2000V14, qui permet à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique (analyse des vibrations libres, analyse spectrale...etc.)

Des éléments linéaires de type «frame» disponible dans la bibliothèque du logiciel sont utilisés pour la modélisation des poteaux et poutres (Column pour les poteaux et Beam pour les poutres). Les voiles et planchers sont modélisés à l'aide d'éléments finis surfaciques de type «Shell».

La rigidité en plan des planchers (diaphragmes horizontaux rigide) est prise en compte par l'application de contraintes cinématiques en utilisant l'option «diaphragme» disponible dans le logiciel. Cette application permet de réduire sensiblement le nombre de degrés de liberté dynamique.

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 65cm pour les poutres secondaires intermédiaires et de 32.5cm pour les poutres secondaires de rives.

Les masses dynamiques sont évaluées en utilisant la relation ci-après, prescrite dans les règles parasismiques algériennes RPA (99/2003) (relation 4.5 du RPA).

$$m=m_G+\beta m_Q$$

Avec :

m_G : masse due aux charges permanentes (poids propre des éléments compris).

m_Q : masse due 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.

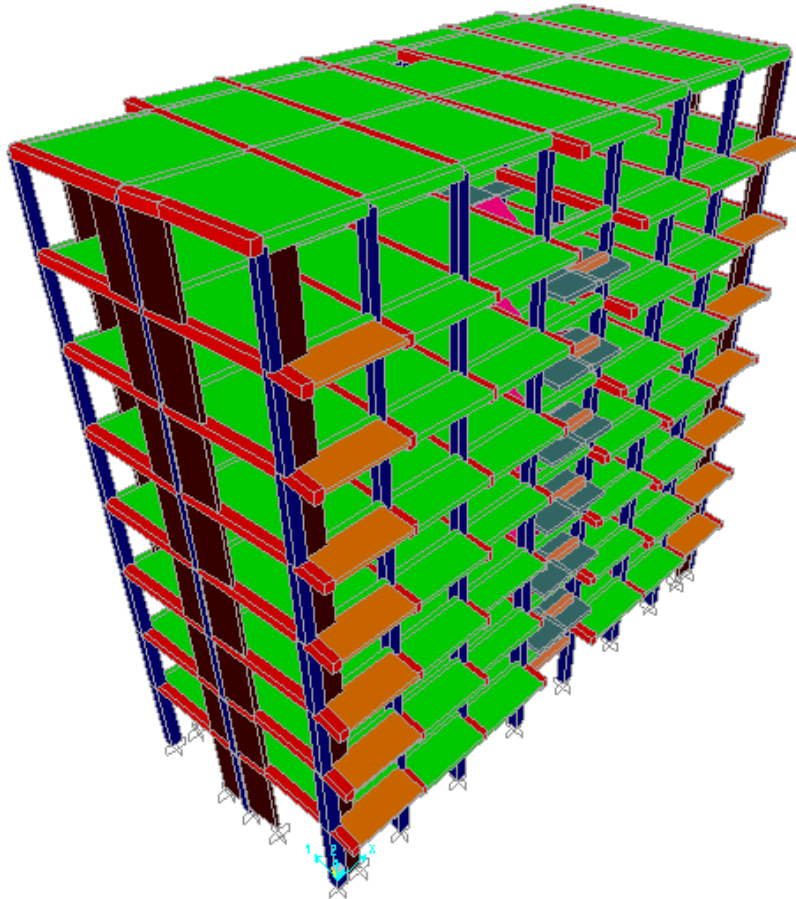


Figure 4.1 : Modélisation 3D de la structure

4.3. Méthode de calcul des forces sismiques :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA/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 notre cas nous avons utilisé la méthode modale spectrale dont les conditions d'application sont satisfaites pour notre structure et son utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel SAP2000.

Dans ce cas l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3,0 s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4.13)}$$

Avec :

g : La constante gravitationnelle

A : Coefficient d'accélération de la zone (**tableau 4.1 du RPA99/2003**)

η : Facteur de correction d'amortissement. $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)}$.

ξ : pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2 du RPA99/2003**)

T_1, T_2 : Période caractéristique associées à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA**)

Q : facteur de qualité (**tableau 4.4 du RPA99/2003**)

R : coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonction du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure.

Ses valeurs varient de 2 pour les structures peu dissipatives à 6 pour les structures très dissipatives (tableau 4.3 du RPA99/2003).

4.4. Disposition des voiles

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'aboutir à un meilleur comportement de la structure en satisfaisant à la fois les contraintes architecturales et l'interaction (voile-portique) et aussi satisfaire les conditions du **RPA99/2003**.

Toutefois, le voile de soutènement n'a pas été intégré dans la modélisation du fait que celui-ci est adossé à la structure et pas noyé (hors plan des portiques)

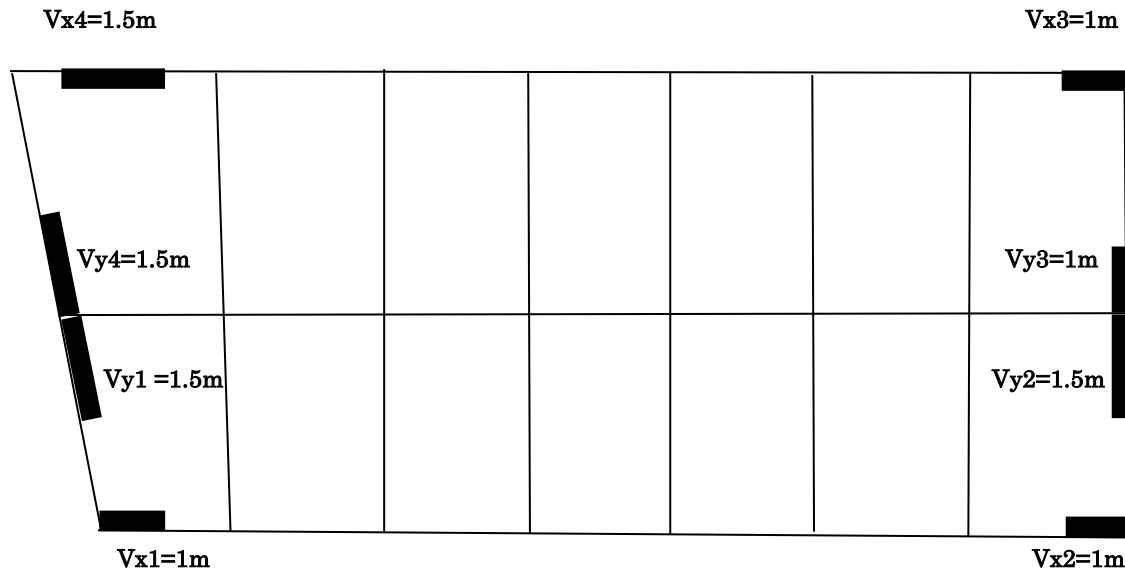


Figure 4.2 : Disposition des voiles

4.5. Vérifications vis-à-vis des règles parasismiques Algériennes (RPA99/2003)

4.5.1. Mode de vibrations et taux de participation des masses

D'après le RPA99/2003 (Art4.3.4) les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitations doit être tel que la somme des masses modales 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 : Périodes et taux de participation massique

Mode	Période	Masse modale		Masse modale cumulées	
		U_x	U_y	U_x	U_y
1	0,72669	0,02671	0,71658	0,02671	0,71658
2	0,695013	0,73078	0,02362	0,7575	0,7402
3	0,61213	0,01121	0,00091	0,7687	0,7411
4	0,241152	0,11327	0,00929	0,88197	0,7504
5	0,227171	0,00889	0,12572	0,89086	0,87612
6	0,178802	0,00063	0,0031	0,8915	0,87922
7	0,13247	0,04433	0,00124	0,93582	0,88046
8	0,112524	0,00111	0,05148	0,93693	0,93194
9	0,091379	3,627E-07	0,00003306	0,93693	0,93197

10	0,084359	0,02419	0,00005112	0,96112	0,93203
11	0,082605	0,00068	0,00251	0,9618	0,93454
12	0,076891	0,00024	1,032E-07	0,96204	0,93454

Observation :

A travers le tableau on voit bien que la condition du RPA (Art 4.3.4) sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 7^{ème} mode dans la direction X et à partir du 8^{ème} mode dans la direction Y

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

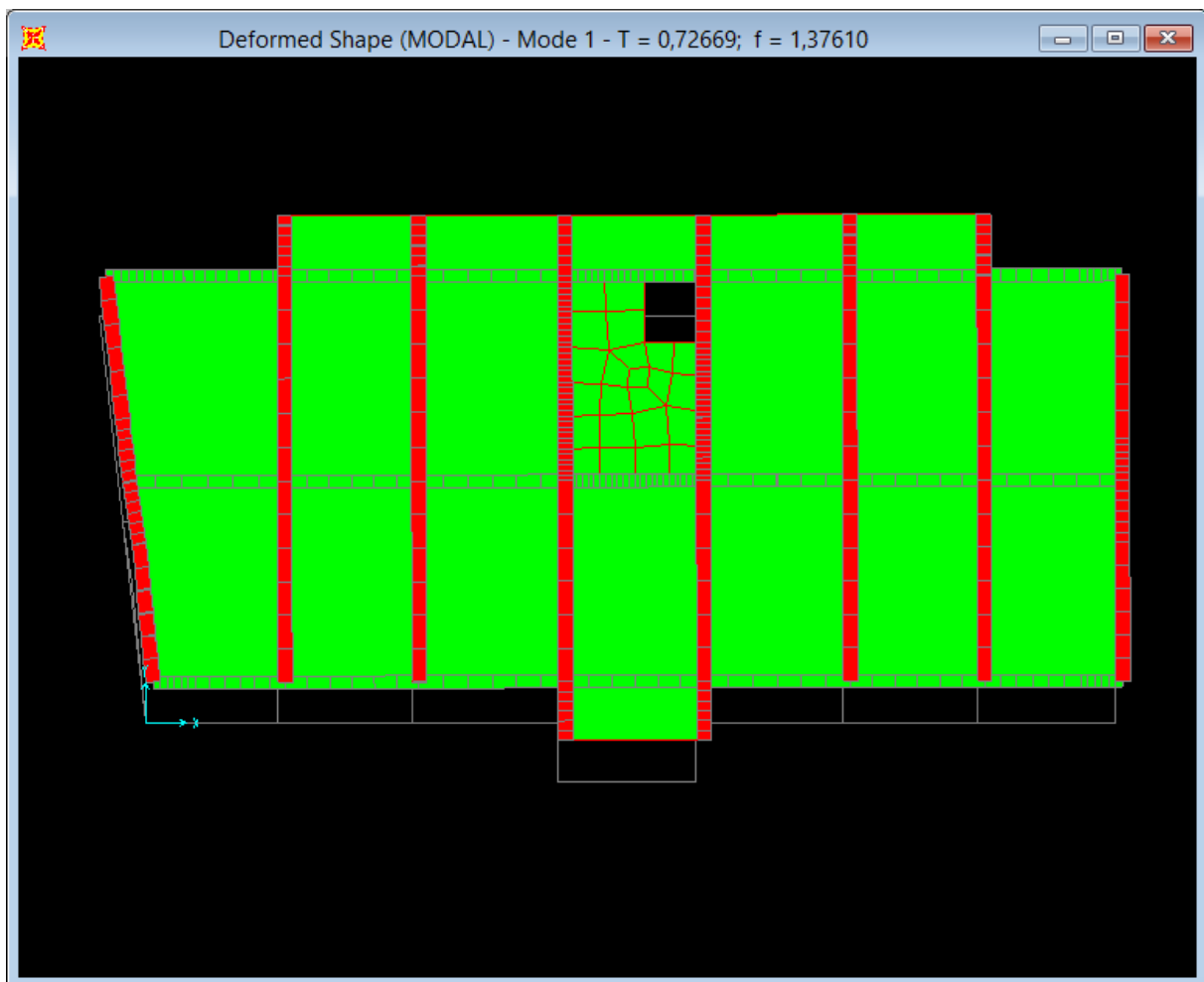


Figure 4.3 : 1^{er} mode de vibration (translation selon l'axe y) T=0.72 s.

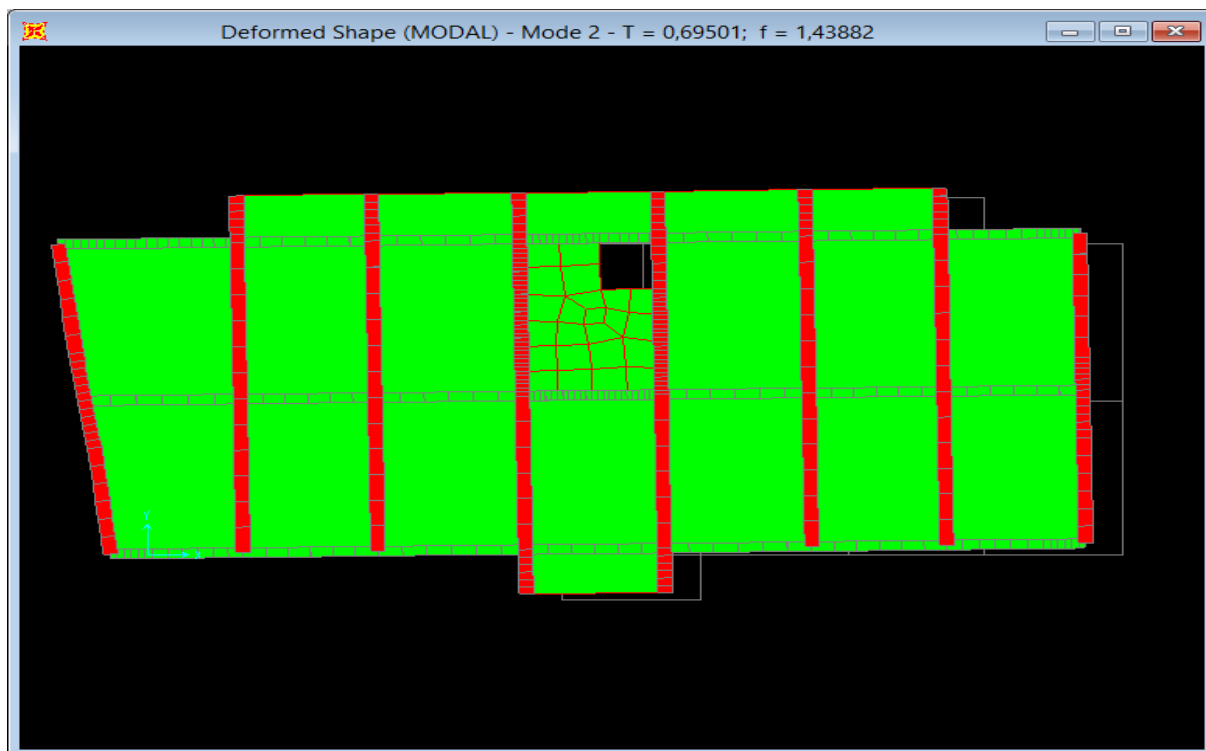


Figure 4.4 : 2^{ème} mode de vibration (translation selon l'axe x) T=0.69 s.

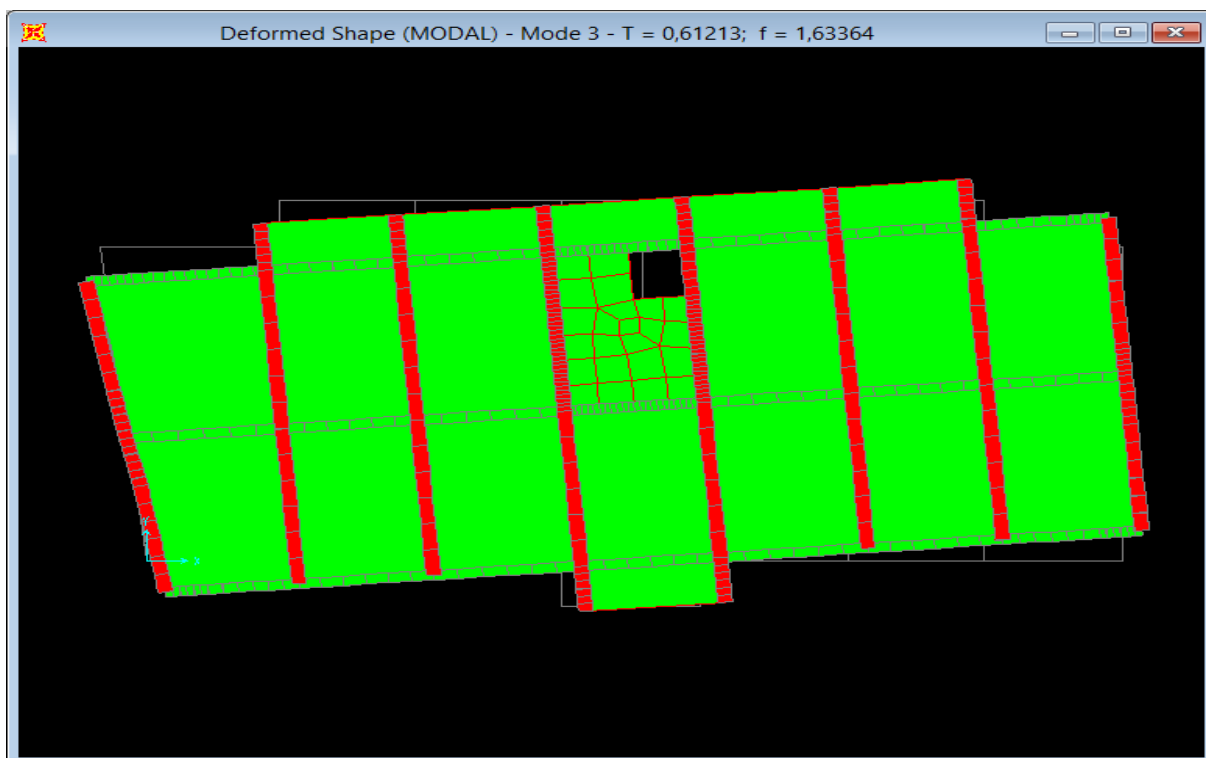


Figure 4.5 : 3^{ème} mode de vibration (rotation autour de l'axe Z) T=0.61 s.

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 $V_{dyn} < 0.8V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments,...).

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.

Dans notre cas on a : groupe d'usage 2, zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$ (**tableau 4.1 RPA99/2003**)

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

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3.00s \end{cases}$$

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 RPA99/2003**).

On a un contreventement mixte $\Rightarrow \xi = 8.5\%$

Donc $\eta = 0.764$

T1, T2 : Périodes caractéristiques, associée à la catégorie du site (**tableau 4.7 RPA99**)

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.40s \end{cases}$

T : Période fondamentale de la structure qui peut être estimée à partir de la formule suivante :

$$T = \min \left\{ \begin{array}{l} C_T \times h_N^{3/4} \\ \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{array} \right. \quad \text{RPA99/2003(art4.2.4)}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. Pour notre cas $h_N=24.99\text{m}$.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage donné par le tableau 4.6 du RPA 99 version 2003.

$$\Rightarrow C_T = 0.05.$$

$$T = 0.05 \times 24.99^{0.75} = 0.55\text{s}$$

$$L_x = 24.60\text{m}$$

$$L_y = 10.10$$

Donc la période fondamentale est :

$$T_x = \frac{0.09 \times 24.99}{\sqrt{24.60}} = 0.45\text{s} \Rightarrow T_{sx} = \min(T, T_x) = 0.45\text{s}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 24.99}{\sqrt{10.10}} = 0.7\text{s} \Rightarrow T_{sy} = \min(T, T_y) = 0.55\text{s}$$

D'où

$$0.4 \leq T_{sx} \leq 3\text{s} \Rightarrow D_x = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 \left(\frac{0.4}{0.45}\right)^{2/3} = 1.76$$

$$0.4 \leq T_{sy} \leq 3\text{s} \Rightarrow D_y = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 2.5 \times 0.764 \left(\frac{0.4}{0.55}\right)^{2/3} = 1.54.$$

Q : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{RPA99/2003(Art4.2.3)}$$

Tableau 4.2 : Facteurs de qualités

"Critère q"	$P_{q,x}$	Observée	$P_{q,y}$	Observé
1-Condition minimale sur les files de contreventement	0	oui	0.05	non
2-Redondance en plan	0	oui	0.05	non
3-Régularité en plan	0	oui	0	oui
4-Régularité en élévation	0	oui	0	oui
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	oui	0	oui
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	0	oui	0	oui
Total		1		1.1

R : Dans notre cas on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R=5$.

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).

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000 la valeur trouvé est :

$$W = 23731.589 \text{ KN}$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.76 \times 1.1}{5} \times 23731.589 = 1378.33 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1}{5} \times 23731.589 = 1096.39 \text{ KN}$$

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

Tableau 4.3 : Vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dy}/V_{st}	Observation
x-x	963,082	1378.33	0.69	non vérifiée
y-y	927,884	1096.589	0.84	vérifiée

Remarque :

On voit que la condition selon le sens x-x n'est pas vérifiée donc on a multiplié le scale factor dans ce sens par 1.14 tel que $(0.8 \times 1378.33 / 963.082 = 1.14)$ et on aura les résultats suivants :

Tableau 4.4 : 2^{ème} vérification de la résultante des forces sismiques

Sens	V_{dy} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dy}/V_{st}	Observation
x-x	1104.452	1378.33	0.81	vérifiée
y-y	927,884	1096.589	0.84	vérifiée

4.5.3. Justification de l'interaction voiles-portiques

➤ Sous charges vertical

Pour que la structure soit classée en système de contreventement mixte il faut que :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 80\%$$

RPA99/2003(Art 4.a)

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats obtenus à partir du logiciel SAP2000 sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.5 : Justification de l'interaction sous charges verticales

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	
Entre sol 1	22962,382	3737,395	86,00	13,99	Vérifiée
Entre sol 2	19915,329	3292,558	85,81	14,18	Vérifiée
RDC	16778,882	3030,028	84,70	15,29	Vérifiée
1 ^{er} étage	13822,869	2576,764	84,28	15,71	Vérifiée
2 ^{ème} étage	10832,078	2180,793	83,24	16,75	Vérifiée
3 ^{ème} étage	8024,875	1805,673	81,63	18,36	Vérifiée
4 ^{ème} étage	5217,398	1141,003	82,05	17,94	Vérifiée
5 ^{ème} étage	2538,694	580,847	81,38	18,61	Vérifiée

➤ Sous charges horizontales

Il faut que :

$$\frac{\Sigma F_{portiques}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \geq 25\%$$

$$\frac{\Sigma F_{voiles}}{\Sigma F_{portiques} + \Sigma F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.6 : Justification de l'interaction sous charges horizontales

niveaux	Charges reprises (KN)				Pourcentages repris (%)			
	Portiques		Voiles		Portiques ≥ 25%		Voiles ≤ 75%	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Entre sol 1	466,308	250,692	587,831	623,087	44,23	28,69	55,76	71,30
Entre sol 2	811,654	487,722	144,783	278,781	84,86	63,62	15,13	36,37
RDC	630,986	420,893	254,624	285,071	71,24	59,61	28,75	40,38

1 ^{er} étage	675,885	462,443	127,021	178,107	84,17	72,19	15,82	27,80
2 ^{ème} étage	481,964	335,877	208,178	224,154	69,83	59,97	30,16	40,02
3 ^{ème} étage	468,842	332,897	100,247	172,388	82,38	65,88	17,61	34,11
4 ^{ème} étage	275,064	202,539	131,905	137,551	67,58	59,55	32,41	40,44
5 ^{ème} étage	242,579	204,876	60,325	70,912	80,08	74,28	19,91	25,71

Observation :

Après satisfaction de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales et verticales nous pouvons dire que le système appropriée pour notre structure est un système mixte avec interaction voile-portique ce qui permet de dire que le coefficient de comportement $R=5$ d'après le tableau (4.3) RPA99/2003

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 :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{Art 7.4.3.1}) \text{RPA99/2003}$$

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 4.7 : Vérification de l'effort normal réduit

Etages	Section (cm^2)	N_d (KN)	Combinaison	v	Observation
Entre sol 1	50*50	1835.697	G+Q+EY	0.294	vérifiée
Entre sol2	50*50	1573.359	G+Q+EY	0.251	vérifiée
RDC	45*45	1302.979	G+Q+EY	0.257	vérifiée
1 ^{er} étage	45*45	1043.90	G+Q+EY	0.206	vérifiée
2 ^{ème} étage	40*40	792.675	G+Q+EY	0.198	vérifiée
3 ^{ème} étage	40*40	556.737	G+Q+EY	0.139	vérifiée

4 ^{ème} étage	35*35	367.577	G+Q+EX	0.120	vérifiée
5 ^{ème} étage	35*35	194.364	G+Q+EX	0.063	vérifiée

4.5.5. Vérification vis-à-vis des déformations

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

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

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure

δ_{eK} : Déplacement du aux forces sismique F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 4.8 : Vérification vis-à-vis des déformations

Niveaux	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	h_K (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)
entre sol 1	0.1	0.5	0	0.5	357	0.14	0.07	0.35	0	0.35	0.098
entre sol 2	0.24	1.2	0.5	0.7	306	0.22	0.18	0.9	0.35	0.55	0.17
RDC	0.4	2.00	1.2	0.8	306	0.26	0.32	1.6	0.9	0.7	0.22
1 ^{er} étage	0.55	2.75	2.00	0.75	306	0.24	0.46	2.3	1.6	0.7	0.22
2 ^{ème} étage	0.7	3.5	2.75	0.75	306	0.24	0.6	3.00	2.3	0.7	0.22
3 ^{ème} étage	0.84	4.2	3.5	0.7	306	0.22	0.72	3.6	3.00	0.6	0.19
4 ^{ème} étage	0.96	4.8	4.2	0.6	306	0.19	0.84	4.2	3.6	0.6	0.19
5 ^{ème} étage	1.06	5.3	4.8	0.5	306	0.16	0.94	4.7	4.2	0.5	0.16

D'après le tableau ci-dessous nous constatons que les déplacements relatifs entre niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\Delta K_{max} = 0.8 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

4.5.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0.1 \quad \text{RPA99/2003(Art5.9)}$$

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}) \quad \text{RPA99/2003(Art5.9)}$$

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 d'étage K

Si : $0.1 < \theta_K < 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$.

Si : $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et devra être redimensionnée.

Tous les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 4.9 : Vérification des effets P-Δ

Niveaux	h_K (cm)	P_K (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_K (cm)	V_K (KN)	θ_K	Δ_K (cm)	V_K (KN)	θ_K
Entre sol 1	357	20569.93	0.5	1054.139	0.0273	0.35	873,779	0.0230
Entre sol 2	306	17563.12	0.7	956.437	0.0420	0.55	766,503	0.0411
RDC	306	14562.44	0.8	885.61	0.0429	0.7	705,964	0.0471
1 ^{er} étage	306	11580.16	0.75	802.906	0.0353	0.7	640,55	0.0413
2 ^{ème} étage	306	8791.399	0.75	690.142	0.0312	0.7	560,031	0.0359
3 ^{ème} étage	306	5740.596	0.7	569.089	0.0230	0.6	505,285	0.0222
4 ^{ème} étage	306	2907.207	0.6	406.969	0.0140	0.6	340,09	0.0167
5 ^{ème} étage	306	0	0.5	302.904	0	0.5	275,788	0

Remarque : La condition $\theta < 0.1$ est satisfaite, d'où les effets P-Δ peuvent être négligés.

Chapitre 5 Etude des éléments structuraux

Dans ce chapitre nous allons présenter les dimensions retenus et le ferrailage des éléments structuraux pour notre structure. Les différentes sollicitations qui seront utilisées pour le ferrailage sont tirées à partir des résultats d'analyse de la structure réalisée par le logiciel sap2000v14.

5.1. Les poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant, ils sont donc calculés en flexion composée, les efforts normaux(N) et les moments fléchissant(M) sont donner par les combinaisons les plus défavorables introduites dans le sap2000 comme suite :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q±E
- 0.8G±E
- G+Q

Les sollicitations à considérer sont : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$; $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$; $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corre}}$

Tableau 5.1 : Les différentes sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corres}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corres}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corre}}$		V (KN)
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
Entre sol1	-2174.15	53.75	194.28	23.74	-76.02	-1835.69	82.60
Entre sol 2	-1731.84	-24.33	119.84	45.64	-91.49	-1573.36	-117.23
RDC	-1470.55	-12.52	54.77	33.04	85.02	-769.15	-110.01
1 ^{er} étage	-1221.4	-15.48	6.55	32.83	83.45	-364.16	-104.99
2 ^{ème} étage	-970.98	-11.63	-23.74	22.04	66.70	-539.61	-85.99
3 ^{ème} étage	-727.62	-13.61	-32.95	19.06	66.58	-219.47	-76.21

4 ^{ème} étage	-428.92	-9.20	-25.52	9.46	44.02	-264.29	-57.009
5 ^{ème} étage	-254.23	-6.31	-5.82	-12.43	45.68	-78.26	-28.85

➤ **Recommandation du RPA 99/version2003**

a) Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- A_{min} = 0.8% de la section de béton (en zone IIa).
- A_{max} = 4% de la section de béton (en zone courante).
- A_{max} = 6% de la section de béton (en zone recouvrement).
- ϕ_{min} = 12mm (diamètre minimal utilisée pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIA).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (critique).
- La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm\right)$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA concernons notre ouvrage sont apportées dans le tableau suivant

Tableau 5.2 : 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	Zone de recouvrement
Entre sol 1+entre sol 2	50*50	20	100	150
RDC et 1 ^{ère} étage	45*45	16.2	81	121.5
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40*40	12.8	64	96
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35*35	9.8	49	73.5

b) Les armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_U}{h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (I)$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5 \text{ (} \lambda_g \text{ : l'élançement géométrique),} \\ 3.75 \text{ Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

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

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

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (I) ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l^{min}, 15cm)$ (en zone IIa).

Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l^{min}$ (en zone IIa).

La quantité d'armature transversale minimale $A_t/t \cdot b_1$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5: 0.3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3: 0.8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g \leq 5: \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 ϕ_t minimums.

5.1.1. Calcul du ferrailage

5.1.1.1. Ferrailage longitudinale

Tableau 5.3 : Armatures longitudinales dans les poteaux

Niveau	Section	A_{cal} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
entresoll et2	50*50	18.00	20	4T16+8T14=20.36
RDC et 1 ^{ère} étage	45*45	11.29	16.2	4T16+8T12=17.09
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40*40	8.33	12.8	12T12=13.57
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35*35	7.72	9.8	12T12=13.57

5.1.1.2. Ferrailage transversale

Tableau 5.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Niveau	Entre sol 1	Entre sol2	1 ^{ème} étage+RDC	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
Section (cm ²)	50*50	50*50	45*45	40*40	35*35
ϕ_l^{max} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.2	1.2
ϕ_l^{min} (cm)	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	249.9	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.99	4.28	4.76	5.36	6.12
V_u (KN)	117.233	117.233	110.01	85.99	57.01
l_r (cm)	65	65	65	50	50
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	15	15	15	15	15
ρ_a	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
A_t (cm ²)	3.29	3.29	3.43	2.02	1.52
A_t^{adp} (cm ²)	6HA10=4.71	6HA10=4.71	6HA10=4.71	4HA10=3.14	4HA10=3.14

Conformément au CBA93 (Article A.7.1.3), le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_l \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 8.33mm \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ Vérifications

1. Vérification au flambement

Selon le CBA99 (Art B.8.2.1) les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme. Donc on doit vérifier que :

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

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15$ (Situation durable).

α : est un coefficient réduction qui est fonction de l'élanement λ :

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

$$\alpha = 0.6\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \quad \text{pour } 50 < \lambda \leq 70$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et comme exemple de calcul on prendra le poteau le plus sollicité situé au niveau de l'entre sol1, avec $l_0=3.57$ et $N_d=1835.697\text{KN}$

$$l_f = 0.7 l_0 = 2.499\text{m. (Longueur de flambement).}$$

$$i = 0.144\text{m (rayon de giration).}$$

$$\lambda = 17.35 < 50 \Rightarrow \alpha = 0.81$$

$$B_r = (50-2) \times (50-2) = 2304\text{cm}^2 \text{ (section réduite)}$$

$$N_u = 0.81 \left[\frac{0.2304 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{20.36 \times 10^{-4} \times 400}{1.15} \right] = 4.02\text{MN}$$

$$N_d = 1.835\text{MN} < N_u = 4.02\text{MN} \rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

Le tableau suivant résume les résultats de calculs pour l'ensemble des poteaux

Tableau 5.5 : Vérification du flambement pour l'ensemble des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (MN)	N_d (MN)	Observa
Entre sol 1	50*50	3.57	2.499	17.35	0.810	20.36	0.23	4.02	1.84	vérifiée
Entre sol 2	50*50	3.06	2.142	14.87	0.820	20.36	0.23	4.07	1.57	vérifiée
RDC+1 ^{er} étage	45*45	3.06	2.142	16.48	0.813	17.09	0.18	3.19	1.30	vérifiée
2 ^{ème} et3 ^{ème} étage	40*40	3.06	2.142	18.55	0.804	13.57	0.14	2.46	0.79	vérifiée
4 ^{ème} et5 ^{ème} étage	35*35	3.06	2.142	21.20	0.791	13.57	0.11	2.42	0.36	vérifiée

D'après les résultats obtenus il n'y a pas de risque de flambement.

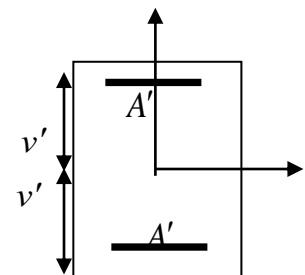
2. Vérification des contraintes

Etant donné que la fissuration est peu nuisible alors la vérification se fera seulement pour la contrainte de compression dans le béton, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau la ou il ya réduction de section.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V_I'}{I_{yy'}} ; (\text{béton fibre inférieure}).$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V_I'}{I_{yy'}} ; (\text{béton fibre supérieure}).$$



$S = b \times h + 15(A + A')$ (Section homogène).

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \text{ et } V' = h - V ;$$

$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15 \times A'(V - d')^2 + 15 \times A(d - V)^2$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$. Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.6 : Vérification des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	$I_{yy'}$ (m ⁴)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	M_G^{ser} (KN.m)	σ_{bc1} (MPa)	σ_{bc2} (MPa)
Entre sol 1+entre sol2	50*50	45	20.36	27.17	22.82	0.0070	1584.79	39.18	73.56	8.50	3.25
RDC +1 ^{er} étage	45*45	40	17.09	24.46	20.53	0.0035	1071.83	9.12	30.12	6.8	2.93
2 ^{ème} étage+3 ^{ème} étage	40*40	35	13.57	21.69	18.30	0.0025	708.032	8.48	20.44	5.69	2.15
4 ^{ème} étage+5 ^{ème} étage	35*35	30	13.57	19.28	15.71	0.0015	352.74	6.71	12.98	4.13	1.10

3. Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA/2003 (Art 7.4.3.2) 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 : $\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$ Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{Et } \tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau 5.7 : Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Obs
Entre sol 1	50*50	2.499	4.99	0.04	45	117.23	0.52	1	vérifiée
Entre sol 2	50*50	2.142	4.28	0.04	45	117.23	0.52	1	vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	45*45	2.142	4.72	0.04	40	110.01	0.61	1	vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40*40	2.142	5.36	0.075	35	85.99	0.61	1.875	vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35*35	2.142	6.12	0.075	30	57.01	0.54	1.875	vérifiée

◆ Dispositions constructives

La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.

Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.

Longueur de recouvrement : $l_r \geq 40 \times \phi$;

$\phi = 16\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$.

On adopte : $l_r = 70\text{cm}$.

$\phi = 14\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$.

On adopte : $l_r = 60\text{cm}$.

$\phi = 12\text{mm} \rightarrow l_r = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$.

On adopte : $l_r = 50\text{cm}$.

◆ Détermination de la zone nodale (zone critique)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

La longueur à prendre pour chaque barre est

Donnée comme suit :

$$h' = \max (h_e/6 ; h_1 ; b_1 ; 60\text{cm})$$

$$L' = 2h$$

Avec : entre sol 1 : $L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$

$$h' = \max(59.5 ; 50 ; 50 ; 60) = 60 \text{ cm}$$

- Entre sol2, RDC et 1^{er} étage :

$$L' = 70 \text{ cm} ; h' = 60 \text{ cm}$$

- 2^{ème} et 3^{ème} étage :

$$L' = 70 \text{ cm} ; h' = 60 \text{ cm}$$

- 4^{ème} et 5^{ème} étage :

$$L' = 70 \text{ cm} ;$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Schémas de ferrailage des poteaux

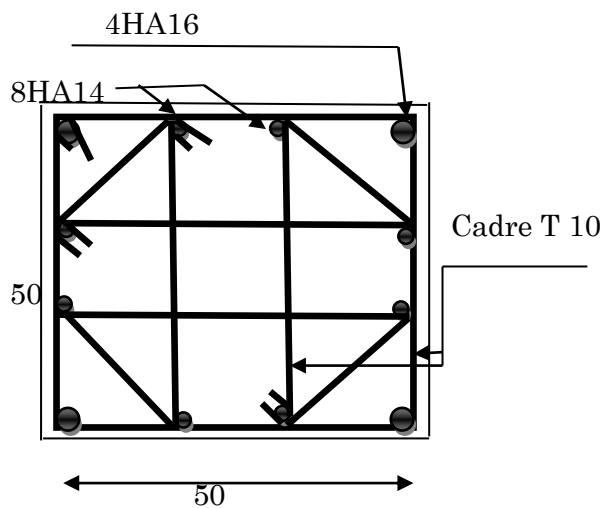


Figure 5.1 : Schéma de ferrailage des Poteaux d'entre sol 1 et 2

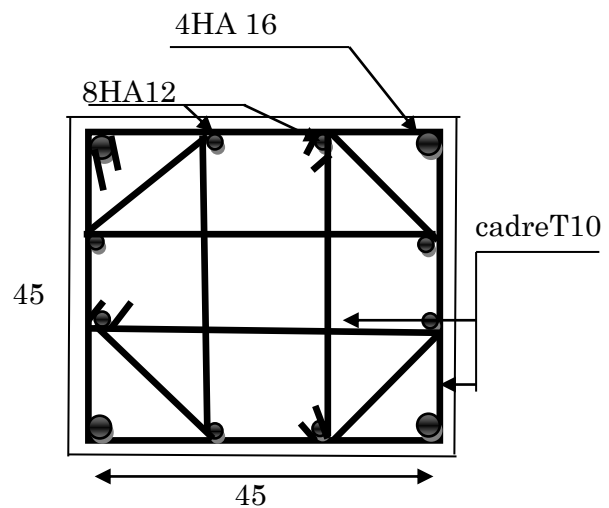


Figure 5.2 : Schéma de ferrailage des Poteaux RDC et 1^{er} étage

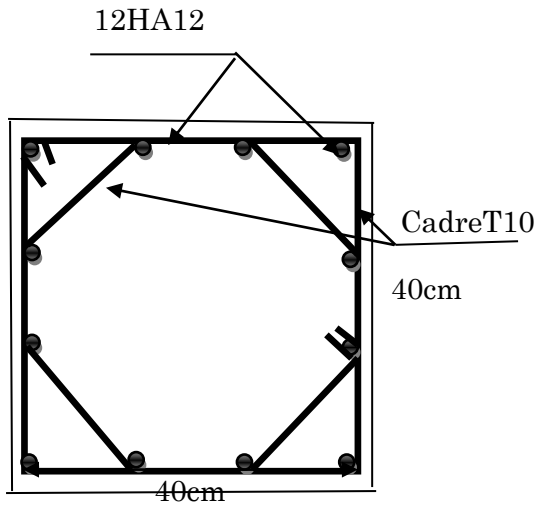


Figure 5.3 : Schéma de ferrailage des Poteaux 2^{ème} et 3^{ème} étages

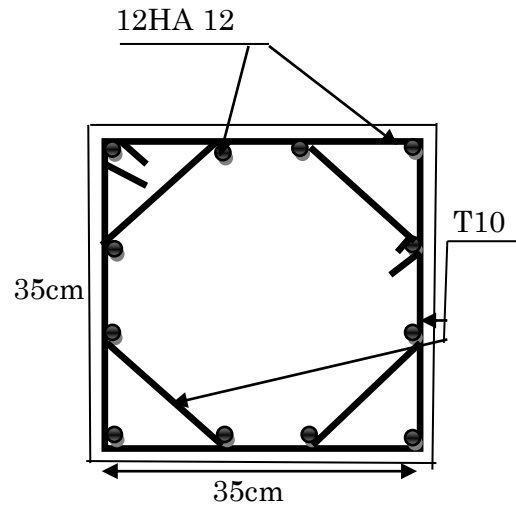


Figure 5.4 : Ferrailage des poteaux Poteaux 4^{ème} et 5^{ème} étages

5.2. Etude des poutres

Les poutres sont soumises à un moment fléchissant, un effort tranchant et un effort normal, et vu que l'effort normal est négligeable devant les autres efforts alors le ferrailage se fera à la flexion simple.

Comme la fissuration est jugée peu nuisible, le ferrailage se fera à l'ELU et les contraintes seront vérifiées à l'ELS vis-à-vis de la durabilité.

➤ **Les combinaisons de calcules**

- Situation durable selon BAEL91 ($1.35G+1.5Q$).....(1)
- Situation accidentelle selon le RPA99/2003 : $G+Q\pm E$(2).
- $0.8G\pm E$(3).
- $G+Q$(4).

La combinaison(1) nous permettra de déterminer le moment max en travée. [5]

La combinaison(2) donne le moment négatif max en valeur absolue sur les appuis. [5]

La combinaison(3) donne le moment négatif ou positif min en valeur absolue sur les appuis. [5]

➤ **Recommandation du RPA 99/version2003**

a) **Les armatures longitudinales : (art 7.5.2.1)**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $4\% b \times h$ En zone courante.
 - $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :

- 40ϕ En zone IIa.

Avec ϕ_{max} : est le diamètre maximale utilisé.

- 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.

b) Les armatures transversales (Art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0.3\% s_t \times h$
- Avec S_t espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : h : La hauteur de la poutre}$$

en dehors de la zone nodale

- 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.

5.2.1. Calcul du ferrailage

➤ Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul d'une poutre au niveau de l'étage courant avec les sollicitations suivantes :

$$M_t = 52.21 \text{ KN.m} \quad (\text{ELU})$$

$$M_a = 99.89 \text{ KN.m} \quad (\text{G+Q+EY})$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{52.21 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.36^2 \times 14.2} = 0.081$$

$$\mu_{bu} = 0.081 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.105$$

$$Z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.344$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{34.65 \times 10^{-3}}{0.348 \times 348} = 4.35 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{99.89 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.36^2 \times 18.48} = 0.155 \rightarrow \mu_{bu} = 0.155 < \mu_l = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\rightarrow \alpha = 0.211 \rightarrow Z = 0.329 \text{ m} \rightarrow A_s = 8.72 \text{ cm}^2$$

La suite des calculs sont résumés dans le tableau si dessous

Tableau 5.8 : Ferrailage des poutres

Niveau	type	Section	Localisation	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^b rede Barre
Etage courant	PP	35*40	Appuis	99.89	8.72	7	9.24	6HA14
			Travée	52.21	4.35		4.62	3HA14
	PS	30*35	Appuis	62.12	4.9	5.25	6.47	3HA12+2HA14
			Travée	44.42	4.02		4.62	3HA14
Terrasse inaccessible	PP	35*40	Appuis	79.26	5.45	7	6.03	3HA16
			Travée	48.88	3.82		4.62	3HA14
	PS	30*35	Appuis	31.42	2.86	5.25	3.39	3HA12
			Travée	53.93	4.95		6.79	6HA12

5.2.1.1. Vérification des armatures selon le RPA99/version2003

1. Pourcentage maximum des armatures longitudinale

Pour les poutres principales on a : b=35 ; h=40

⇒ En zone courante : A_{max} = 4%b x d = 50.4cm² > A_{adopté}Vérifiée.

⇒ En zone de recouvrement : A_{max} = 6%b x d = 75.6cm² > A_{adopté}Vérifiée.

Et Pour les poutres secondaires on a : b=30 ; h=35

⇒ En zone courante : A_{max} = 4%b x d = 37.2cm² > A_{adopté}Vérifiée.

⇒ En zone de recouvrement : A_{max} = 6%b x d = 55.8cm² > A_{adopté}Vérifiée.

2. Les longueurs de recouvrement

L_r > 40×φ en zone II L_r > 40

φ = 16mm L_r > 40×1.6 = 64cm on adopte L_r = 65cm

φ = 14mm L_r > 40×1.4 = 56cm on adopte L_r = 60cm

$\phi = 12\text{mm}$ $L_r > 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$ on adopte $L_r = 50\text{cm}$

4. les armatures transversales

Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales des poutres principales est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{l_{\min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t = \min(1.2; 1.14; 3.5)$$

$\phi \leq 1.14\text{cm}$ on prend $\Phi_t = 10\text{mm}$.

$$A_t = 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2$$

Soit 1 cadre + 1 étrier HA10 pour l'ensemble des poutres.

- Le diamètre des armatures transversales des poutres secondaires est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\phi_{l_{\min}}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t = \min(1.2; 1; 3)$$

$\phi \leq 1\text{cm}$ on prend $\Phi_t = 8\text{mm}$.

$$A_t = 4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$$

Soit 1 cadre + 1 étrier HA8 pour l'ensemble des poutres.

Calcul des espacements des armatures transversales

Selon le RPA99/version2003 :

- Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{l_{\min}})$ (Art7.5.2.2)

Pour toutes les poutres $S_t \leq \min(10\text{cm}; 12\text{cm})$ soit $S_t = 10\text{cm}$.

- Zone courante : $S_t \leq h/2$ (Art7.5.2.2)

Pour toutes les poutres $S_t \leq 20\text{cm} \Rightarrow$ soit $S_t = 15\text{cm}$.

Vérification des sections d'armatures transversales

Pour les poutres principales : On a $A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.58\text{cm}^2 \leq 3.14\text{cm}^2$ Vérifiée.

Pour les poutres secondaires : On a $A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2 \leq 3.14\text{cm}^2$ Vérifiée.

5.2.1.1. Vérification à l'ELU

Vérification des contraintes tangentielles

Il faut vérifier l'effort tranchant tel que $\tau = \frac{V_u}{b \times d}$ et $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa\right)$

La vérification est effectuée pour les poutres les plus défavorables.

Tableau 5.9 : Vérification des contraintes tangentielles

	Type	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Etage courant	PP	108.23	0.85	3.33	Vérifiée
	PS	105.12	1.13	3.33	Vérifiée
Terrasse inaccessible	PP	100.49	0.79	3.33	Vérifiée
	PS	55.93	0.60	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Appuis de rives $A_l \geq \frac{V \times \gamma_s}{f_e}$ Avec $\gamma_s = 1.15$, $f_e = 400$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V - \frac{Ma}{0.9 \times d}\right)$

Tableau 5.10: Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

	type	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
etage courant	PP	9.27	108.23	99.89	0.31	-0.57	Vérifiée
	PS	6.47	105.12	62.12	0.30	-0.34	Vérifiée
terrasse inaccessible	PP	6.03	100.49	79.26	0.28	-0.41	Vérifiée
	PS	3.39	55.93	31.42	0.16	-0.16	Vérifiée

5.2.1.2. Vérification à l'ELS

État limite d'ouverture des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

État limite de compression du béton

Comme la fissuration est peu nuisible donc on a vérifié que la contrainte de compression du béton.

Calcul Y : $\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A - 15 \times A_s \times d = 0$ $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$

$$I = \frac{b_0}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y)^2 + 15 \times A_s' \times (y - d')^2 = 0$$

Tableau 5.11 : Vérification de la limite de compression du béton

	type	Zone	M _{ser} (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\frac{\sigma_{bc} <}{\overline{\sigma}_{bc}}$
Étages courants	PP	Appuis	58.88	11.03	47917.52	13.55	15	Vérifiée
		Travées	30.76	10.59	42639.56	7.63	15	Vérifiée
	PS	Appuis	39.99	10.79	42639.65	10.69	15	Vérifiée
		Travées	27.60	8.51	30258.47	9.63	15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	PP	Appuis	58.00	8.45	104400	3.30	15	Vérifiée
		Travées	34.61	10	139893	4.39	15	Vérifiée
	PS	Appuis	34.35	7.21	78718	1.47	15	Vérifiée
		Travées	22.26	5.20	68951	1.12	15	Vérifiée

État limite de déformation (évaluation de la flèche)

Selon le BAEL99, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Tableau 5.12 : Récapitulation de l'évaluation de la flèche

		h _t cm	B Cm	L cm	A _s cm ²	h _t /L	$\frac{M_t}{10 \times M_o}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	(1)	(2)	(3)
Etage courant	PP	40	35	480	4.62	0.08	0.079	0.003	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier
	PS	35	30	425	4.62	0.08	0.04	0.005	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier
Terrasse	PP	40	35	4.9	4.62	0.08	0.062	0.003	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier
	PS	35	30	$\frac{4.2}{5}$	6.03	0.08	0.041	0.006	0.01	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Conclusion :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

5.2.2. Schéma de ferrailage des poutres

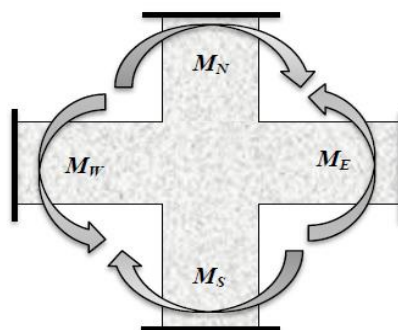
étage	Courant	
Type/sens	En appuis	En travées
PP	<p>6HA14</p> <p>1cadre+EtrierØ10</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA14</p> <p>1cadre+EtrierØ10</p> <p>3HA14</p>
PS	<p>3HA12</p> <p>2HA14</p> <p>1cadre+EtrierØ8</p> <p>3HA14</p>	<p>3HA12</p> <p>1cadre+EtrierØ8</p> <p>3HA14</p>

etage	Terrasse inaccessible	
type/sens	En appuis	En travées
PP		
PS		

5.2.3. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules parasismique dans les poutres et non dans les poteaux, le RPA99/2003 (Article7.6.2) exige que :

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25(|M_W| + |M_E|)$$



Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

♦ Détermination du moment résistant

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

Des dimensions de la section du béton.

De la contrainte limite élastique des aciers.

De la quantité d'armatures dans la section.

$$M_R = Z \times A_S \times \sigma_S; \text{ Avec } Z = 0.9h; \sigma_S = \frac{f_s}{\lambda_s} = 348 \text{ Mpa.}$$

Les poteaux

Tableau 5.13 : Moment résistant dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (m)	As (cm ²)	M_R (KN.m)
Entre sol1 + entre sol2	50*50	0.45	20.36	318.84
RDC et 1 ^{er} étage	45*45	0.405	17.09	240.86
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40*40	0.36	13.57	170.00
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35*35	0.315	13.57	148.75

Les poutres

Tableau 5.14 : Moment résistant dans les poutres

Niveau	type	Section (cm ²)	(m)Z	As (cm ²)	Me (KN.m)	Mw (KN.m)	1.25 (Me+Mw) (KN.m)
Etages courants	PP	40*35	0.36	9.24	115.75	115.75	289.36
	PS	35*30	0.315	6.47	70.92	70.92	177.3
Terrasse inaccessible	PP	40*35	0.36	6.03	75.54	75.54	188.85
	PS	35*30	0.315	6.03	66.1	66.1	165.25

D'après les résultats obtenus, la vérification des zones nodales est justifiée donc les rotules plastiques se formeront dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

5.3. Les voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à la 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 composées avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q±E
- 0.8G±E
- **Recommandation du RPA99/2003 [1]**

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Armatures verticales

(Art 7.7.4.1) [1]

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que :

$$A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$$

Avec:

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

Les armatures horizontales

(Art 7.7.4.2) [1]

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour

empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{1.4V_u}{f_e}$$

Règles communes (armatures verticales et horizontales)

Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{min}=0.15\% \times h$dans la section globale du voile.

$A_{min}=0.10\% \times h$dans la zone courante.

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

L'espacement : $S_t = \min(1.5e ; 30)\text{cm}$ (pour armatures verticales et horizontale)

5.3.1. Calcul du ferrailage

Les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

$A_{v^{min}/voile} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$A_{v^{calculé}/face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_{v^{adopté}/face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{bre}/face$: Nombre de barres adoptées par face.

$A_{h^{min}/face}$: section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_{h^{min}} = 0.15 \times b \times t$.

$A_{h^{calculé}/face} = A_{adopté}/4$: section d'armatures horizontales calculées.

$A_{h^{adopté}/face}$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

Tableau 5.15 : Récapitulation du ferrailage du voile $V \times 2 = 1\text{m}$

Niveau	Entre sol 1+entre sol 2	RDC, 1 ^{er} étage	2, 3 ^{ème} étage	4, 5 ^{ème} étage
L (cm)	100	100	100	100
e (cm)	20	20	20	20
M(KN.m)	11.30	-21.77	-29.14	15.16
N(KN)	-574.00	469.32	341.60	172.15
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	126.64	55.32	50.79	35.39
$\tau = 1.4xv/bxd$ (Mpa)	0.985	0.430	0.395	0.275
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5	5	5	5

A_v^{cal} (cm ²)/face	7.59	6.66	5.36	2.72
A_v^{min} (cm ²)	3	3	3	3
A_v^{adp} (cm ²)	10.68	9.05	7.66	6.28
N^{bre} /par face	10HA16	2HA14+8HA12	4HA14+4HA12	8HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.23	0.54	0.49	0.34
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adp} (cm ²)	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{bre} /par face	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5.16 : Récapitulation du ferrailage du voile Vy4 = 1.5m

Niveau	Entre sol 1+entre sol 2	RDC, 1 ^{er} étage	2, 3 ^{ème} étage	4, 5 ^{ème} étage
L (cm)	150	150	150	150
e (cm)	20	20	20	20
M(KN.m)	360.21	139.09	59.97	37.87
N(KN)	1114.24	568.10	367.40	258.4
Section	SPC	SEC	SEC	SEC
V(KN)	177.04	62.18	36.72	18.54
$\tau=1.4xv/bxd$ (Mpa)	0.918	0.322	0.19	0.096
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{cal} (cm ²)/face	19.81	10.61	6.09	4.18
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm ²)	20.11	12.13	7.85	7.85
N^{bre} /par face	10HA16	2HA14+8HA12	10HA10	10HA10
S_t (cm)	25	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.15	0.44	0.24	0.12
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adp} (cm ²)	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{bre} /par face	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5.17 : Récapitulation du ferrailage du voile Vy3=1m

Niveau	Entre sol 1+entre sol 2	RDC, 1 ^{er} étage	2, 3 ^{ème} étage	4, 5 ^{ème} étage
L (cm)	100	100	100	100
e (cm)	20	20	20	20
M(KN.m)	213.20	29.73	41.12	25.32
N(KN)	815.24	434.67	310.34	205.61
Section	SPC	SEC	SEC	SEC
V(KN)	133.69	68.08	57.30	36.23
$\tau=1.4xv/bxd$	1.04	0.53	0.45	0.28

(Mpa)				
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{cal} (cm ²)/face	15.85	6.55	5.42	3.52
A_v^{min} (cm ²)	3	3	3	3
A_v^{adp} (cm ²)	16.08	10.68	7.66	6.28
N^{bre} /par face	8HA16	4HA14+4HA12	4HA12+4HA10	8HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.3	0.66	0.56	0.35
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adp} (cm ²)	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{bre} /par face	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5.18 : Récapitulation du ferrailage du voile Vy2=1.5m

Niveau	Entre sol 1+entre sol 2	RDC, 1 ^{er} étage	2, 3 ^{ème} étage	4, 5 ^{ème} étage
L (cm)	150	150	150	150
e (cm)	20	20	20	20
M(KN.m)	480.72	170.51	110.40	75.24
N(KN)	1135.31	551.71	449.20	289.76
Section	SPC	SPC	SEC	SPC
V(KN)	213.47	96.67	75.79	46.81
$\tau=1.4xv/bxd$ (Mpa)	1.107	0.501	0.39	0.24
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{cal} (cm ²)/face	22.37	9.66	8.38	4.8
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm ²)	24.63	12.32	10.68	6.28
N^{bre} /par face	4HA20+6HA16	8HA14	4HA14+4HA12	8HA10
S_t (cm)	25	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	1.38	0.63	0.49	0.3
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adp} (cm ²)	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{bre} /par face	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 5.19: Récapitulation du ferrailage du voile VX4=1.5m

Niveau	Entre sol 1+entre sol 2	RDC, 1 ^{er} étage	2, 3 ^{ème} étage	4, 5 ^{ème} étage
L (cm)	150	150	150	150
e (cm)	20	20	20	20
M(KN.m)	574.54	171.34	132.02	87.16
N(KN)	611.51	457.95	355.39	199.71
Section	SPC	SPC	SPC	SPC
V(KN)	195.87	105.74	91.06	61.97

$\tau=1.4xv/bxd$ (Mpa)	1.016	0.548	0.49	0.33
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (Mpa)	5.00	5.00	5.00	5.00
A_v^{cal} (cm ²)/face	18.09	8.59	6.64	3.98
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adp} (cm ²)	20.11	12.13	10.68	6.28
N^{bre} /par face	10HA16	2HA14+8HA12	4HA14+4HA12	8HA10
S_t (cm)	25	25	25	25
A_h^{cal} (cm ²)	1.27	0.69	0.59	0.40
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adp} (cm ²)	6.53	6.53	6.53	6.53
N^{bre} /par face	13HA8	13HA8	13HA8	13HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

Remarque : Vue qu'on a des voiles identiques de 1m dans le sens xx et des voiles de 1.5 m dans le sens y-y et que les sollicitations appliquées sont presque les mêmes alors leurs ferrailage sera confectionné de la même façon.

Exemple de schéma de ferrailage

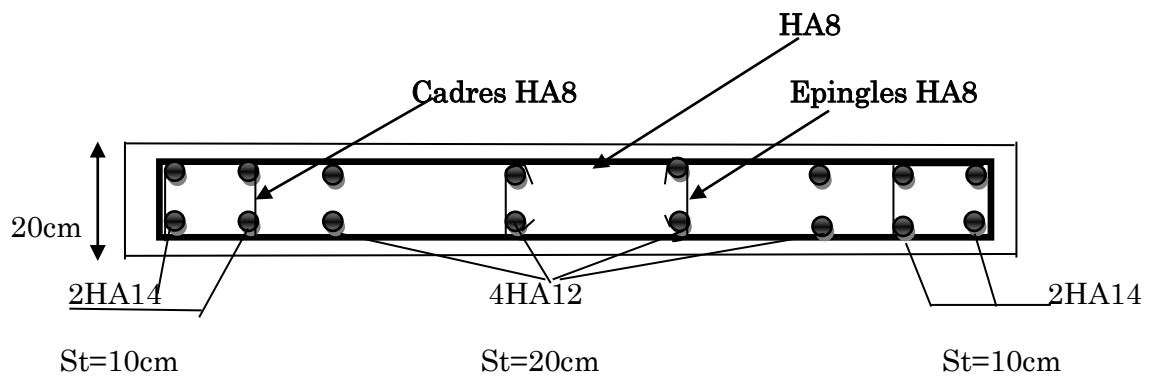


Figure 5.5: Ferrailage du voile Vx2 au niveau de l'entre sol 1

Chapitre 6 Etude des fondations

6.1. Introduction

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

6.2. Choix de type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est $2\bar{\sigma}$ à une profondeur de 1.20m.

D'après le RPA99/v2003 (article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q + E.$
- ✓ $0.8G \mp E.$

Ainsi que les combinaisons citées par le BAEL91 :

- ✓ $1.35G+1.5Q$
- ✓ $G+Q$

6.3. Vérifications

6.3.1. Vérification de la semelle isolée

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

- N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu par le *SAP 2000*.
- S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

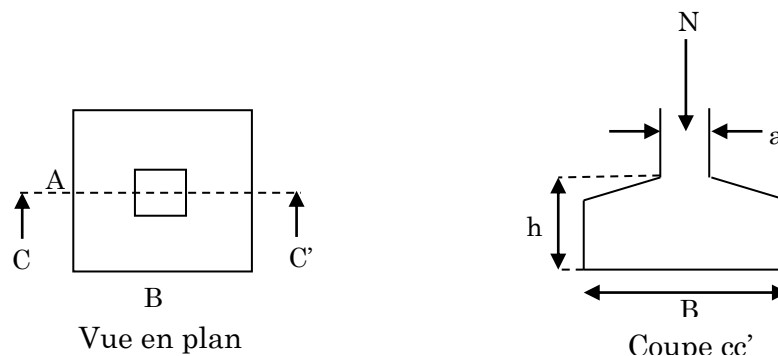


Figure 6.1 : Schéma d'une semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$.

$$N = 1584.80 \text{ kN}, \quad \overline{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} \quad \text{AN : } B = 2.82 \text{ m}$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens xx varie entre 3.15m et 4.25m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans le sens x, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

6.3.2. Vérification de la semelle filante

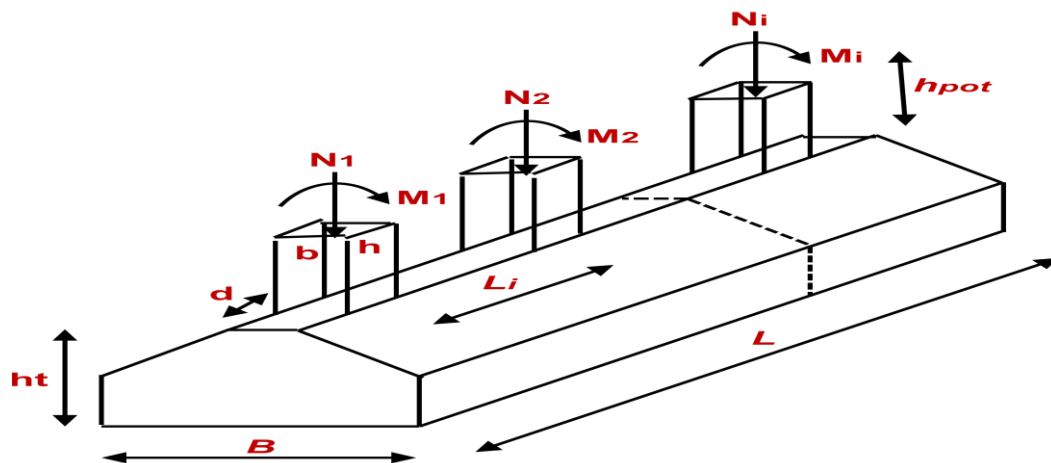


Figure 6.2 : Schéma de la semelle filante

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique le plus défavorable formé de 3 poteaux. Tel que : $L=10.10\text{m}$

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1584.80\text{KN}, \quad N_2 = 1155.588 \text{ KN},$$

$$N_3 = 961.015\text{KN}, \quad \Rightarrow \frac{\sum N}{B*L} \leq \overline{\sigma_{sol}} \quad \Rightarrow B=1.85\text{m}$$

Vu la distance existante entre les axes des deux portiques parallèles, on constate qu'il n'y a pas de chevauchement entre les semelles. Ce qui nous a conduits à opter pour ce type de fondation.

• 6.3.2.1. Pré dimensionnement

a) La semelle :

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \Rightarrow h_t \geq \frac{1.85-0.5}{4} + 0.05 \quad \text{on prend: } h_t = 65\text{cm}$$

Donc les dimensions de la semelle filante sont :

$$h_t = 0.65\text{m} ; B=1.85\text{m} ; L= 10.10\text{m}$$

Les semelles filantes ou continues sous poteaux sont soumises à des contraintes linéaires réparties, pour cela elle doit être suffisamment rigide pour ne pas se comporter comme une poutre sur un sol élastique, donc on doit vérifier la longueur élastique (L_e) tel que :

$$L_e = (4EI / K_s B)^{\frac{1}{4}}$$

E : module d'élasticité de béton ($E = 3,20 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$).

K_z : coefficient de raideur du sol ($K_z = 40000 \text{ KN/m}^3$ sol moyen).

I : moment d'inertie de la semelle ($I = B h^3/12$), avec : (B) la largeur de la semelle.

$$\Rightarrow L_e = 2.92\text{m.}$$

$$\text{D'où } L \leq \frac{\pi \times L_e}{2} + a$$

L: entre axe maximale des trames.

a: largeur du poteau

$$\Rightarrow L \leq \frac{\pi \times 2.92}{2} + 0.5 \text{ donc: } L = 4.85\text{m} < 5.09\text{m} \quad \text{alors la semelle est rigide.}$$

b) La poutre de rigidité :

$$\text{Hauteur de la poutre: } \frac{l}{9} \leq h \leq \frac{l}{6} \Rightarrow \frac{4.85}{9} \leq h \leq \frac{4.85}{6} \Rightarrow 0.538 \leq h \leq 0.808$$

on prend $h = 60\text{cm}$

Donc les dimensions de la poutre sont :

$$b = 0.5\text{m}; h = 0.6\text{m}$$

• 6.3.2.2. Vérification de la stabilité

$$e_0 = \frac{M_G}{N_G} \leq \frac{L}{6}$$

M_G : moments fléchissant au niveau du centre de gravité de la semelle.

N_G : effort normal au niveau du centre de gravité de la semelle.

$$\Rightarrow e_0 = \frac{39.18}{1584.80} = 0.025\text{m} < \frac{10.10}{6} = 1.68\text{m} \dots \text{vérifiée}$$

➤ Ferrailage de la semelle

$$N = \sum N + 1.35 P_{\text{semelle}}$$

$$\sum N = 2174.15\text{KN}$$

Calcul de poids propre de la semelle + poteau

$$P_{semelle} = 25[(0.65 \times 1.85 \times 10.10) + 3 \cdot (0.5 \times 0.5 \times 1.5)] = 308.4 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow N = 2174.15 + (1.35 \times 308.4) = 2590.49 \text{ kN}$$

$$A_{\parallel B} = \frac{N \times (B - a)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{2590.49 \times (1.85 - 0.5)}{8 \times 0.6 \times 348} = 20.93 \text{ cm}^2$$

On choisit 8HA20 = 25.13 cm^2 (St=12.5cm)

$$\text{Sens //L: } A_r = \frac{A_s}{3} = 25.13/3 = 8.37$$

On choisit 7HA14 = 10.78 cm^2 (St=15cm)

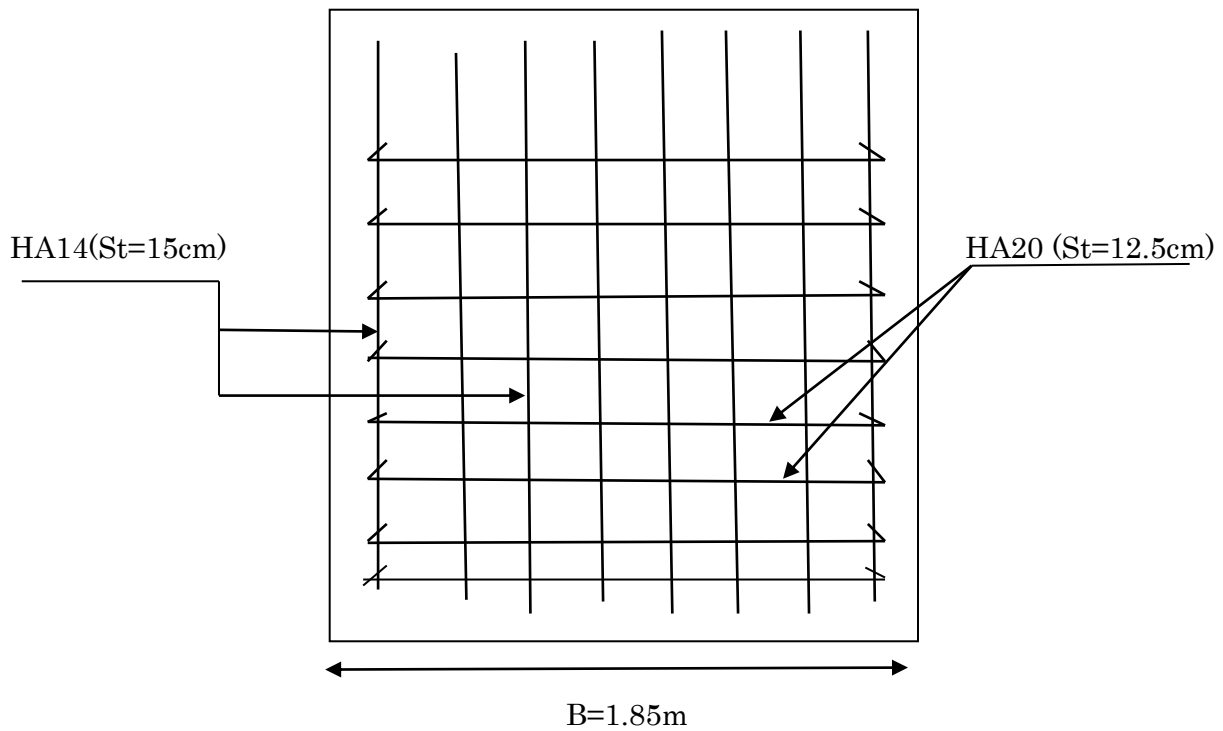


Figure 6.3 : Schéma de ferrailage de la semelle

✓ Ferrailage de la poutre de rigidité

Le ferrailage de la poutre de rigidité se fait à la flexion simple et les résultats des calculs RDM sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 6.1: Résultats de ferrailage de la poutre de rigidité.

		M_{max} (KN.m)	A calculée (cm^2)	A adoptée (cm^2)
appui	A	153.69	8.33	5T16=10.05
	B	409.52	23.95	4T20+3T25=25.76
	C	164.33	9.44	5T16=9.42
travée	A-B	254.25	13.15	5T20=15.71
	B-C	261.78	14.95	5T20=15.71

On adopte pour un espacement de 15cm.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{min}\right) = 16\text{cm}$$

On adopte un étrier + cadre $\phi 10$.

Vérification des contraintes de la poutre

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15\text{MPa},$$

$$\sigma_s' = \min\left[\frac{2}{3} \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right] = 201.63\text{MPa} \dots \dots \text{fissuration nuisible}$$

Tableau 6.2 : Vérification des contraintes du béton.

Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En appui	409.52	6.53	48683.27	6.89	15	81.1	201.63
En travée	261.78	5.71	37741.46	4.57	15	58.23	201.63

Schéma de ferrailage :

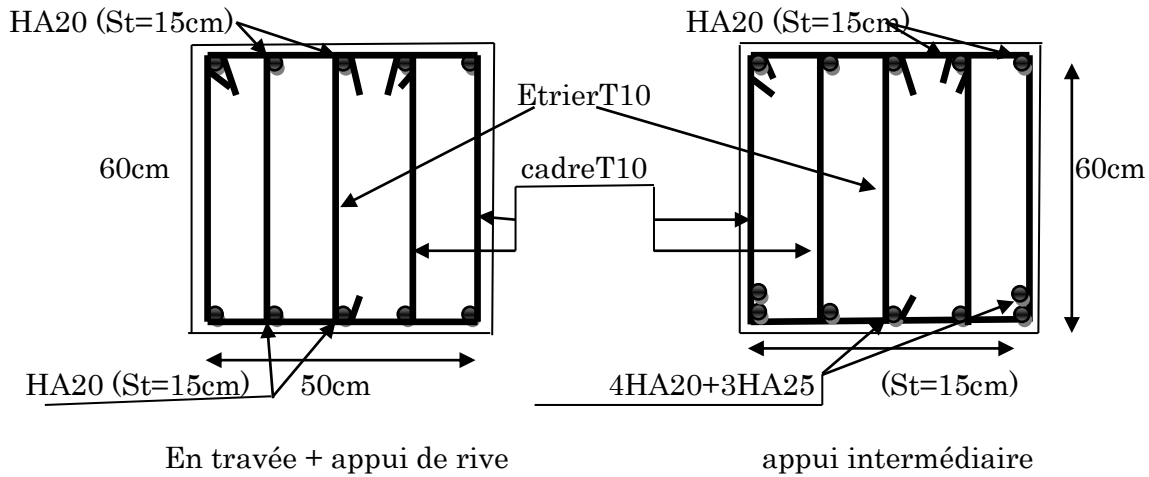


Figure 6.4 : Schéma de ferrailage de la poutre de rigidité

6.4. Mur de soutènement

Les ouvrages de soutènement servent à retenir des terres ou des matières meubles lorsque les conditions sont telles que le matériau risque de provoquer un éboulement ou un glissement de terrain.

Selon le **RPA99**, un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière important

6.4.1. Dimensionnement du mur

La hauteur $h=6.63$ m

La longueur $L=24.6$ m

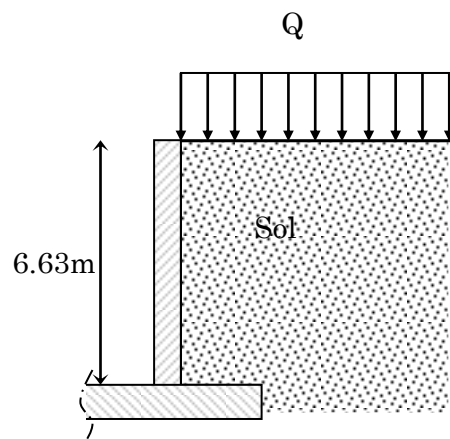
L'épaisseur $e=20$ cm

- **Caractéristique de sol :**

Le poids spécifique $\gamma_h=19.00$ KN/m³

L'angle de frottement $\varnothing = 35^\circ$

La cohésion $c=0$ KN/m²



- ✓ **Evaluation de charge et surcharge**

Le mur de soutènement est soumis à :

- **La poussée des terres :**

$$G = h \cdot \gamma \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 34.13 \text{ KN/m}^2$$

$$G' = 2/3G = 22.75 \text{ KN/m}$$

- **Charge due à la surcharge :**

$$Q = q \cdot tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

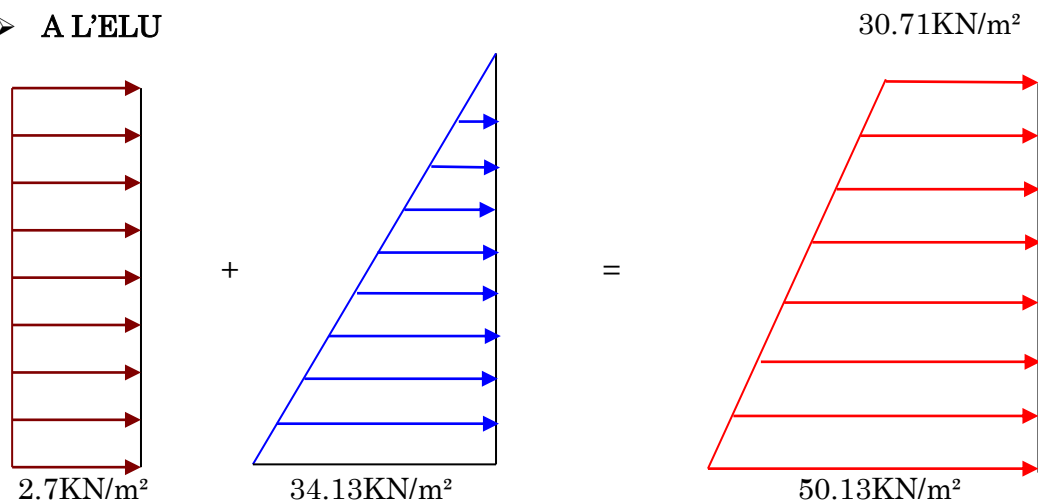
$$q = 10 \text{ kn/m}^2 \Rightarrow Q = 2.7 \text{ KN/m}$$

✓ **Ferraillage de mur de soutènement :**

✓

Le mur de soutènement sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par les fondations.

➤ **A L'ELU**



Pour le ferraillage les caractéristiques les sont suivantes :

$$L_x = 3.57 \text{ m} ; L_y = 4.25 \text{ m} ; e = 0.2 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.84 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 50.13 + 30.71}{4} = 60.63$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 60.63 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 0.74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0517 \times 60.63 \times 3.57^2 = 39.94 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 26.67 \text{ KN.m}$$

Moment en travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 33.94 \text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 22.67 \text{KN.m} \end{cases}$

Moment en appuis : $\begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_x = 19.97 \text{KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_y = 13.34 \text{KN.m} \end{cases}$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% b * h$ condition exigée par le RPA

Tableau 6.3 : Ferrailage du mur

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm ²)
travée	X_X	33.94	0.082	0.108	0.163	5.99	2	6HA12	6.79
	Y_Y	22.67	0.055	0.070	0.165	3.92	2	5HA10	3.93
Appui	X_X	19.97	0.048	0.061	0.166	3.45	2	5HA10	3.93
	Y_Y	13.34	0.033	0.042	0.167	2.29	2	5HA10	3.93

- **Condition de non-fragilité :**

$$e \geq 12 \text{cm et } \rho > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \cdot \frac{(3-\rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.728 \text{cm}^2 \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{cm}^2 \end{cases}$$

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b * d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 * f_{c28} ; 3 \text{MPa}) = 2.5 \text{MPa}$, fissuration

nuisible $v_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{50.13 \times 4.25}{2} = 106.53 \text{KN}$

$\tau_U = 0.62 \text{MPa} \leq 2.5 \text{MPa}$

➤ **A l'ELS :**

$$\sigma_{\min} = 22.75 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = G + Q = 36.83 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot (36.83 + 22.75)}{4} = 44.68 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 44.68 \text{ KN/ml}$$

$$\alpha = 0.84 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0517 \\ \mu_y = 0.6678 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0517 \times 44.68 \times 3.57^2 = 29.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x = 19.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travées} : \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_x = 25.02 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_y = 16.71 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moment en appuis} : \begin{cases} M_{ax} = 0.5 M_x = 14.72 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 M_y = 9.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

Tableau 6.4 : Vérification de l'état limite de compression

Localisation		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
En Travée	X_X	25.02	4.95	6220.95	14.75	15	72.87	240	Vérifiée
	Y_Y	16.71	3.92	4574.17	13.3	15	71.67	240	Vérifiée
En Appui	X_X	14.72	3.92	4574.17	12.6	15	63.09	240	Vérifiée
	Y_Y	9.83	3.92	4574.17	8.42	15	42.16	240	vérifiée

Schéma de ferrailage

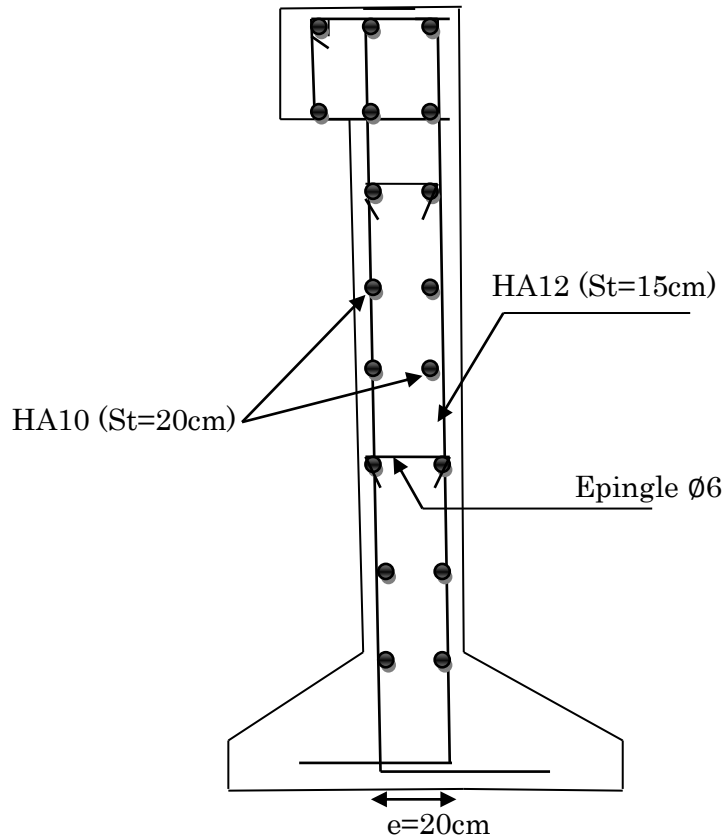


Figure 6.5 : Ferrailage du mur de soutènement

6.4.2. Ferrailage des fondations du mur de soutènement

- Semelle continue sous voile

$$G = 25 \times 6.63 = 165.75 \text{ KN/ml}$$

$$B = 165.75 / 200 \Rightarrow B = 0.8 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \Rightarrow h_t = 20 \text{ cm}$$

$$N = 1.35 \times G = 223.76 \text{ KN}$$

Armatures principales :

$$A_s = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times \sigma_{st}} = \frac{223.76(0.8-0.5)}{8 \times 0.15 \times 348} = 16.08 \text{ cm}^2$$

On choisit 4HA20 + 3HA14 (st=20cm) = 17.19 cm²/ml

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 4.29 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

On choisit 6HA12=6.79 cm²/ml.(St=20cm).

Schéma de ferrailage :

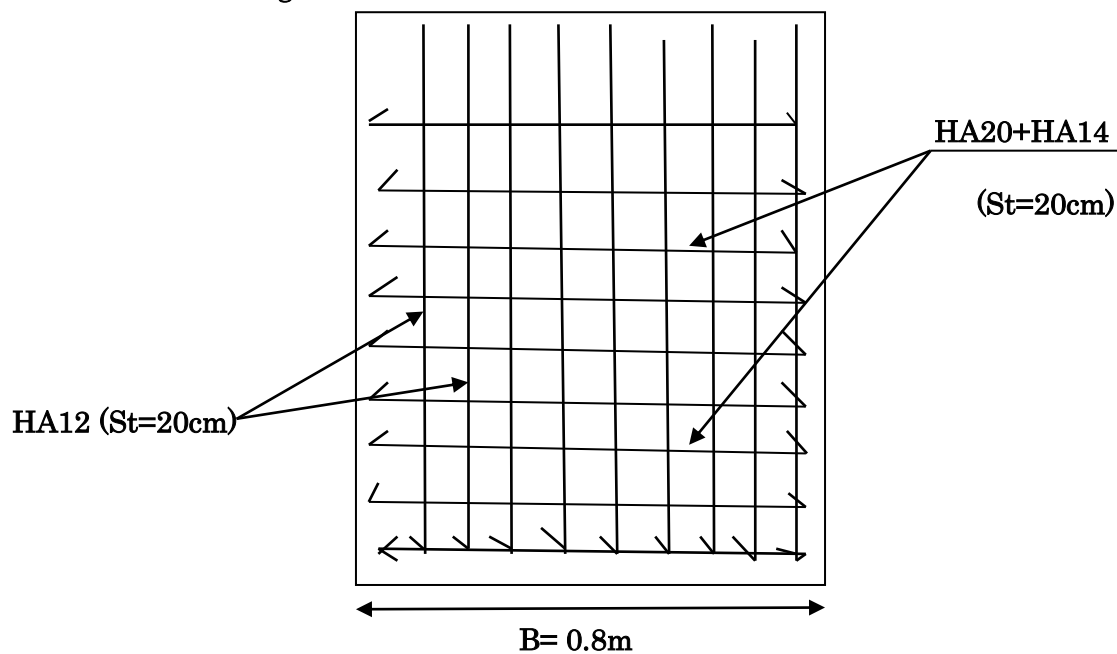


Figure 6.6 : Schéma de ferrailage de la semelle du mur

Conclusion générale

Notre projet s'est effectué à base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagers et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté quelques points :

- La bonne disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- 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.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons le SAP2000 que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail va être d'un grand apport pour les promotions à venir.

Bibliographie

- [1] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (code de béton armé CBA 93), Edition CGS, décembre 1993.
- [2] Règles BAEL 91 modifiée 99 (béton armé aux états limites), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, octobre 1988.
- [4] Règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003).
- [5] DTR BC 2.33.1. Règles de calcul des fondations superficielles.