

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de GENIE CIVIL

mémoire de fin d'études

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

Thème

**Etude d'un bâtiment (R +8+Sous-sol) à usage
d'habitation et commercial contreventé par un Système
Mixte (Voiles - Portiques)**

Présenté par :

M' MESSAR Halim
M' YAICHE Samir

Encadré par :
M' LABIODH.B

Membres de jurys :

BELHAMDI.N

BANOUNE.B

Promotion 2017-2018

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre
profonde gratitude et nos vifs remerciements :*

*Avant tous, nous remercions ALLAH le tout puissant pour
nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme
ce travail.*

*A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus
durant toutes nos études.*

*A notre promoteur .Labiodh,B , pour avoir accepté de nous
guider sur le bon chemin du travail.*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre
travail.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce mémoire.*

SAMIR & HALIM

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, Ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes chers frères et sœurs

A mes tantes et à mes oncles

A chaque cousins et cousines

A mon binôme (Samir) et leur famille

A mes meilleurs amis, et à tous ceux qui m'ont aidé lors de la réalisation de ce travail, merci à tous.

Halim

Dédicace

Quoi de plus que de pouvoir partagé les meilleurs moments de sa vie avec les êtres qu'on aime.

Arrivé au terme de mes études ; j'ai le plaisir de dédies ce modeste travail :

A la meilleur mère du monde : ma chère maman pour ses encouragements, soutiens et ses prières pour que je réussisse dans ma vie, merci mère.

A mon très cher père, pour ses encouragements, son soutient surtout pour son sacrifice afin que rien n'entrave le déroulement de mes études, merci père.

A mes chers frères : ELHACHEMI, DJAAFAR, OUSSAMA.

A mes chères sœurs : YASMINE, AMEL et leurs marie YOUSEF et leur enfants amine.

A mes tantes et oncles, cousins et cousines sans exception.

A mon binôme HALIM et toutes sa familles.

A tous mes amis et à toute la promotion de Génie civil 2018.

Samir

Table des figures :

FIGURE I.VUE EN ELVATION(SAP2000V19).....	2
FIGURE I.2 .VUE EN PLAN (SAP2000V19).....	2
FIGURE I.3.EVALUATION DE LA RESISTANCE f_{cj} EN FONCTION DE L'AGE DU BETON.	8
FIGURE I.4.DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION L'ELU	8
FIGURE I.5.DIAGRAMME DES CONTRAINTES DEFORMATIONS POUR LES ACIERS.....	9
FIGURE II.1.DISPOSITION DES POUTRELLE POUR LE PLANCHER SOUS SOL.....	11
FIGURE II.2.DISPOSITION DES POUTRELLE POUR LE PLANCHER D'ETAGE COURANTE	12
FIGURE II.3.PANCHER CORPS CREUX	13
FIGURE II.4.SHEMA D'UNE POUTRELLE	14
FIGURE II.5.DALLE PLEINE SUR 3 APPUIS	15
FIGURE II.6.DALLE PLEINE SUR 2 APPUIS	15
FIGURE II.7.DALLE PLEINE SUR 4 APPUIS	16
FIGURE II.8.SHEMA D'UN ESCALIER	17
FIGURE II.9.SHEMA STATIQUE D'ESCALIER	17
FIGURE II.10.VUE EN PLAN DE L' ESCALIER TYPE 1	17
FIGURE II.11.SHEMA STATIQUE DE TYPE 1	17
FIGURE II.12.VUE EN PLAN DE L'ESCALIERTYPE 2	18
FIGURE II.13.SHEMA STATIQUE DE TYPE 2	18
FIGURE II.14.SHEMA DE L'ACROTERE	19
FIGURE II.15.COUBE VERTICALE D'UN VOILE	26
FIGURE II.16. <i>LES POTEAU CHOISIE PAR LA DESENTE DE CHARGE</i>	29
FIGURE II.17.SURFACE AFFERENTE POUR POTEAU 1	29
FIGURE II.18.SURFACE AFFERENTE POUR POTEAU 2.....	32
FIGURE II.19.SURFACE AFFERENTE POUR POTEAU2 (PLANCHER SOUS SOL).....	33
FIGURE III.1.SHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION	60
FIGURE III.2.SHEMA D' UNE DALLE SUR 4 APPUIS	62
FIGURE III.3.SHEMA DE FERRAILLAGE DE DALLE SUR 4 APPUIS D'ETAGE COURANTE.....	66
FIGURE III.4.DALLE SUR 2APPUIS.....	66
FIGURE III.5.SHEMA DE FERRAILLAGE DE BALCON SUR 2 APPUIS	68
FIGURE III.6.SHEMA D'UNE DALLE SUR 3 APPUIS	69
FIGURE III.7.SHEMA STATIQUE DE LA CONSOLE	69
FIGURE III.8. SECTION DE LA DALLE PLEINE A FERRAILLER	70
FIGURE III.9.SHEMA DE FERRAILLAGE.....	72
FIGURE III.10.SHEMA D'UNE DALLE SUR 3 PPUIS(USAGE COMMERCIALE).....	73
FIGURE III.11SHEMA DE FERRAILLAGE DE DALLE 3 APPUIS.....	74
FIGURE III.12. DALLE SUR 3 APPUIS	76
FIGURE III.13. SHEMA DE FERRAILLAGE.....	79

FIGURE III.14.VUE EN PLAN DE L' ESCALIER	80
FIGURE III.15. SHEMA STATIQUE DE TYPE 1	80
FIGURE III.16.SHEMA STATIQUE DE L'ESCALIER DE TYPE 1	81
FIGURE III.17.SHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIER TYPE1	90
FIGURE III.18. VUE EN PLAN DE L'ESCALIER TYPE 2.....	91
FIGURE III.19.SHEMA STATIQUE DE TYPE 2	91
FIGURE III.20.SHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ESCALIERTYPE2	98
FIGURE III.21.SHEMA STATIQUE DE LA POUTRE PALIERE	98
FIGURE III.22.SECTION CREUSE EQUIVALENTE	100
FIGURE III.23.LE SHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE.....	102
FIGURE III.24. SHEMA STATIQUE DE LA POUTRE DE CHAINAGE	102
FIGURE III.25. FERRAILLAGE DE LA POUTRE DE CHAINAGE.....	105
FIGURE III.26.SHEMA DE L'ACROTERE	106
FIGURE III.27.SHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ACROTER	110
FIGURE III.28.SHEMA DE FERRAILLAGE DE L'ASANSEUR	116
FIGURE IV.1.SPECTRE DE REPENSE	122
FIGURE IV.2.DISPOSITION DES VOILE.....	123
FIGURE IV.3.MODE 1 (TRANSLATION SELON Y).....	125
FIGURE IV.4.MODE 2 (TRANSLATION SELON X).....	125
FIGURE IV.5. MODE 3(TRANSLATION SELON Z).	126
FIGURE V.1. ZONE NODALE.....	135
FIGURE V.2 SECTION DE POTEAU FERRAILLER	137
FIGURE V.3. SECTION D'UN POTEAU	142
FIGURE V.4. DISPOSITION DES ARMATURE DES POTEAU	144
FIGURE V.5. 2 U SUPERPOSES AVEC ALTERNANCE DANS L'ORIENTATION	148
FIGURE V.6. LES MOMENT SUR LES ZONES NODALES.....	157
FIGURE V.7. DISPOSITION CONSTRICTIVE DES ARMATURE DANS LES POUTRE	159
FIGURE V.8. DISPOSITION DES ARMATURE DANS LES VOILE	164
FIGURE V.9 SHEMA DE REPARTITION DES VOILE	165
FIGURE V.10 SHEMA D'UN VOILE PLEIN	166
FIGURE V.11 : SHEMA DE FERRAILLAGE DE VOILEVX1 SOUS SOL +RDC.....	173
FIGURE VI.1.VUE D'UNE SEMELLE ISOLEE	175
FIGURE VI.2 SCHEMA DE FERRAILLAGE D'UNE SEMELLE ISOLEE.....	177
FIGUREVI.3. SCHEMA DE LA SEMELLE FILANTE.	177
FIGURE VI.4. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE FILANTE SOUS MUR.	179
FIGURE VI.5 SCHEMA DE FERRAILLAGE DES LONGRINES.	182
FIGURE VI.6. DIAGRAMME DES CONTRAINTES.	183
FIGURE VI.7. SCHEMA STATIQUE DE VIOL PERIPHERIQUE.	184
FIGURE VI.8. SCHEMA DU FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE.....	186

Liste des tableaux	Page
Tableau. I.1 : f_e en fonction du type d'acier.....	9
Tableau. I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utilisé.....	10
Tableau. II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	20
Tableau. II.2 : Evaluation des charges du terras accessible (terras au 7 ^{em} étages).....	21
Tableau. II.3 : Evaluation des charges du plancher étage courant (habitations, commerciales).....	21
Tableau. II.4 : Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.....	22
Tableau. II.5 : Évaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à dalle pleine	22
Tableau. II.6 : Evaluation des charges du balcon (étage courante)	23
Tableau. II.7 : Evaluation des charges du palier.....	23
Tableau. II.8 : Évaluation des charges sur la volée.....	23
Tableau. II.9 : Évaluation des charges sur les murs extérieure.....	24
Tableau. II.10 : sections des poteaux choisit préalablement.....	27
Tableau. II.11 : Poids propre des poteaux.....	30
Tableau. II.12 : Descente de charge pour le poteau P1.....	31
Tableau. II.13 : descente de charge pour le poteau P2.....	34
Tableau. II.14 : Vérification de la contrainte de compression du béton.....	37
Tableau. II.15 : Vérification au flambement	38
Tableau II.16 : récapitulation du pré dimensionnement pour tous les éléments.....	39
Tableau.III.1.1 .Combinaisons d'action.....	44
Tableau.III.1.1 :Les résultats des calculs pour le type 1 a l'ELU et a l'ELS.....	46
Tableau.III.1.2 : Les résultats des calculs pour tous les étages a l'ELU et a l'ELS.....	49
Tableau. III.1.4 : Les sollicitations max dans les déférents types des poutrelles.....	50
Tableau III.1.5 : Ferrailage des déférents types de poutrelles.....	58
Tableau. III.1.6 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	59
Tableau. III.1.7 : Vérifications des contraintes à ELS.....	59
Tableau. III.1.8 .Vérification des états limitent de déformation.....	60
Tableau III.1.9 : les schémas de ferrailage des poutrelles.....	61
Tableau.III.2.1 . Les résultats des sollicitations à L'ELS de dalles sur 4 appuis.....	65
Tableau. III.2.2 : Evaluation de la flèche dans la dalle.....	65
Tableau, III.2.3 : Les résultants de ferrailage pour la dalle sur 2 appuis.....	67
Tableau. III.2.4 : Vérification de l'effort tranchant.....	67
Tableau. III.2.5 : Sollicitation a e L'ELS.....	67
Tableau. III.2.6 .Vérification des contraintes dans béton.....	67
Tableau. III.2.7 : Evaluation de la flèche dans la dalle.....	68
Tableau. III.2.8 : calcul des armatures en travées et en appuis.....	70
Tableau. III.2.9 : contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.....	71
Tableau. III.2.10 .Vérification de la flèche.....	72
Tableau III.2.11 Résultats de ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.....	73
Tableau. III.2.12 : Sollicitation à L'ELS.....	74
Tableau. III.2.13 : Vérification des contraintes dans béton.....	75
Tableau. III.2.14 .Evaluation de la flèche dans la dalle.....	75
Tableau. III.2.15 : ferrailages.....	77
Tableau. III.2.16 : Vérification de la flèche	79
Tableau.III.3.1 . calcul des réactions.....	83
Tableau. III.3.2 : Calcul des sollicitations.....	83
Tableau.III.3.3 : Calcul des armatures principales	85
Tableau. III.3.4 :Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	87
Tableau.III.3.5 : calcul des réactions	93
Tableau.III.3.6 : calcul des sollicitations.....	93
Tableau.III.3.7 : Calcul des armatures principales.....	95
Tableau. III.3.8 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	97

Tableau. III.3.9: Vérification de la flèche pour l'escalier de type 2.....	97
Tableau. III.3.10. Calcul des armatures principales dan la poutre palière.....	99
Tableau. III.3.11. Vérification des contraintes du béton à l'ELS.....	101
Tableau .III.3.12: Vérification de la flèche	102
Tableau. III.4.1. Calcul des armatures principales.....	104
Tableau. III.4.2 : Vérification de la contrainte dans le béton.....	105
Tableau. III.4.3: Vérification de la flèche pour la poutre de chainage.....	105
Tableau. III.5.1: évaluation des charges sur l'acrotère.....	106
Tableau. III.5.2: Calcul de l'excentricité du centre de pression.....	107
Tableau. III.6.1: Calcul les sollicitations.....	112
Tableau.III.6.2: Les résultants de ferrailage.....	113
Tableau. III.6.3. Calcule des sollicitation a l'els	114
Tableau. III.6.4. Moments corrigés a L'ELS.....	114
Tableau. IV.1 . Valeurs des pénalités Pq	119
Tableau. IV.2. poids total de la structure.....	120
Tableau. IV.3. Taux de participation massique.....	124
Tableau. IV.4. les forces sismiques obtenues par la méthode modal spectrale.....	126
Tableau IV.5 . Vérification de l'effort tranchant a la base.....	127
Tableau IV.6. Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	128
Tableau. IV.7. Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon (XX)	129
Tableau. IV.8 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon (YY)	129
Tableau IV.9 : Vérification de l'effort normal réduit.....	130
Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs.....	131
Tableau IV.11 : Vérification à L'effet $P-\Delta$	132
Tableau. V.1 : Armatures longitudinales dan les poteaux exigés par le RPA.....	135
Tableau. V.2 : Sollicitations dans les poteaux.....	137
Tableau. V.3: Ferrailage des poteaux.....	139
Tableau. V.4 : Armatures transversales des poteaux.. ..	140
Tableau. V.5 : Vérification du flambement des poteaux.....	141
Tableau. V.6. Vérification des contraintes dans le béton	142
Tableau. V.7 : Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	143
Tableau .V.8 : Schéma de ferrailage des poteaux.....	145
Tableau. V.9 : Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA	148
Tableau. V.10 : Armatures longitudinales des poutres	150
Tableau. V.11 : Vérification de l'effort tranchant.....	153
Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	154
Tableau. V.13 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	154
Tableau. V.14 : Moment résistant dans les poteaux.....	155
Tableau. V.15: Vérification de la zone nodale dan l'étages courante.....	158
Tableau. V.16 : Schémas de ferrailage des poutres.....	160
Tableau. V.17 : Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}=0,8m$ dans tous les niveaux.....	166
Tableau. V.18 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	169
Tableau. V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux.....	170
Tableau. V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	171
Tableau. V.21 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	171
Tableau. V.22 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	172
Tableau. V.23 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux	173
Tableau .VI.1 : Ferrailage longitudinal des longrines.....	181
Tableau.VI.4 : tableau de ferrailage de viole préfabriqué.....	185
Tableau .VI.5: résultats de calcul et vérification à l'ELS.....	186

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

Introduction.....	01
I.1 Présentation de l'ouvrage	01
I.2 Caractéristiques de la structure	01
I.3 Données de site.....	01
I.4 Règlements et normes utilisés.....	02
I.5 Système de contreventement	03
I.6 Eléments de l'ouvrage	03
I.7 Les états limits: (BAEL91)	04
I.8 Les actions.....	04
I.10 Les différents types d'action.....	04
I.11 Caractéristique des matériaux.....	05
Conclusion.....	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction.	11
II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires.....	11
II .1.1 Le plancher.....	11
II .1.2 : Les escaliers.....	16
II.1.3. acrotère.....	19
II .1.4 : Evaluation des charges.....	20
II.2 : Les éléments structurants.....	24
II .2 .1 : Les poutres.....	24
II .2 .2 : Les voiles.....	26
II .2 .3: Les poteaux.....	26
Conclusion.....	38

Chapitre III Etude des éléments secondaires

Introduction.....	40
III .1. Planchers à corps creux	40

Table des matières

III.1.1. Etude des poutrelles	40
III.1.1.1.Méthodes de calcul.....	40
III.1.1.2.Les différents types de poutrelles.....	43
III.1.1.3.Calcul des sollicitations	44
III.1.1.4.Ferraillage des poutrelles.....	50
III.1.1.5.Vérifications à ELU.....	52
III.1.1.6.Vérification à l'ELS.....	53
III.2. Etude des dalles pleines	62
III.2.1.Dalle sur 04 appuis (usages d'habitation).....	62
III.2.2 .Dalle sur 2 appuis (balcon d'étage courant.....	66
III.2.3.dalle sur trois appuis (terrasses Inc. +étages courantes).....	69
III.2.4. dalle sur trois appuis (usages commerciale).....	73
III.3.Etude de l'escalier.....	79
III.3.1.Type 1 escalier droit a 2 volées identiques.....	79
III.3.1.Type 2 escalier droit avec un seul sens.....	91
III.3.3. Etude de la poutre palière	98
III.4.Calcul de la poutre de chaînage.....	102
III.5.Etudes de l'acrotère.....	106
III.6. Etude de l'ascenseur.....	111
Conclusion.....	116

Chapitre IV Etude dynamique

Introduction.....	117
IV.1. Méthodes de calcul.....	117
IV.2. Analyse sismique de la structure	117
IV.3. Disposition des voiles	123
IV.4. Modes de vibrations et taux de participation des masses	124
IV.5. Interprétation des résultats donnés par le logiciel sap2000v19...	124
Conclusion.....	133

Table des matières

Chapitre V Etude des éléments structuraux

Introduction.....	134
V.1. Études des poteaux	134
V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003	134
V.1.2. Sollicitations dans les poteaux.....	136
V.1.3. Calcul du ferrailage.....	137
V.1.4. Vérifications.....	140
V.1.5. Disposition constructive des poteaux	143
V.2. Études des poutres.....	146
V.2.1. Recommandation du RPA 99 / V2003	147
V.2.2. Les armatures longitudinales données par le RPA.....	148
V.2.3. Ferrailage des poutres.....	149
V.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99.....	150
V.2.5. Les armatures transversales.....	151
V.2.6. Vérification à l'ELU ET ELS.....	152
V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres	159
V.3. Etude des voiles	163
V.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003.....	163
V.3.2. Disposition des voiles.....	165
V.3.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles	165
V.3.4. Ferrailage des voiles.....	166
Conclusion.....	173

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI .1 . Choix du type des fondations.....	174
VI .2. Combinaisons d'actions à considérer.....	174
VI .3 .Vérification des semelles isolées.....	174
VI .4 .Etude des semelles isolées	175
VI .5.Étude des semelles filantes sous mur	177
VI .6 . Les longrines	179
VI .7. Voiles périphériques.....	182
Conclusion.....	187
Conclusion générales	

Table des matières

Bibliographie

Annexes

Rapport de sol

Les plans de la structure

Introduction

Introduction générale

Le Génie civil est un domaine très sensible, pour cela les ingénieurs doivent maîtriser leur connaissances, et d'appliquer les règles et les différentes exigences pour assurer la sécurité du publique et la résistance des structures.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+8 avec un sous-sol, implanté à la wilaya de Bejaia(commune de Bejaia) ou lieu dit **Taàwint Oussama**, à usages commercial en RDC et d'habitation aux autres niveaux contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage.
- ✓ le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaire.
- ✓ le quatrième chapitre, pour la modalisation et l'étude sismique.
- ✓ le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- ✓ le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- ✓ Conclusion générale

Chapitre I

Généralité

Chapitre I : Généralité.

Introduction

Pour qu'une étude en génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, c'est ce qui fait l'objet de ce premier chapitre.

I.1) Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8) + un sous-sol implanté à Bejaïa, cette structure destinée à usage commercial au rez-de-chaussée et d'habitation aux étages supérieures et parking au sous-sol, elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (2003), notre ouvrage est situé à la zone IIa (zone de moyenne sismicité).

I. 2) Caractéristiques de la structure:

I. 2 .1) Dimensions en plan

- ✓ Largeur de sous-sol et RDC.....17 ,92m.
- ✓ Longueur de sous- sol et RDC21,40m.
- ✓ Largeur de 1^{er} étage à 7^{em} étages19,50m.
- ✓ Longueur de 1^{er} étage à 7^{em} étages24,34m.
- ✓ Largeur de dernier étage19,50m.
- ✓ Longueur de dernier étage.....19,50m.

I.2 .2) Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur totale du bâtiment.....28,56m.
- ✓ Hauteur de sous-sol3,06m.
- ✓ Hauteur du RDC.....4,08m.
- ✓ Hauteur des étages courants.....3,06m.

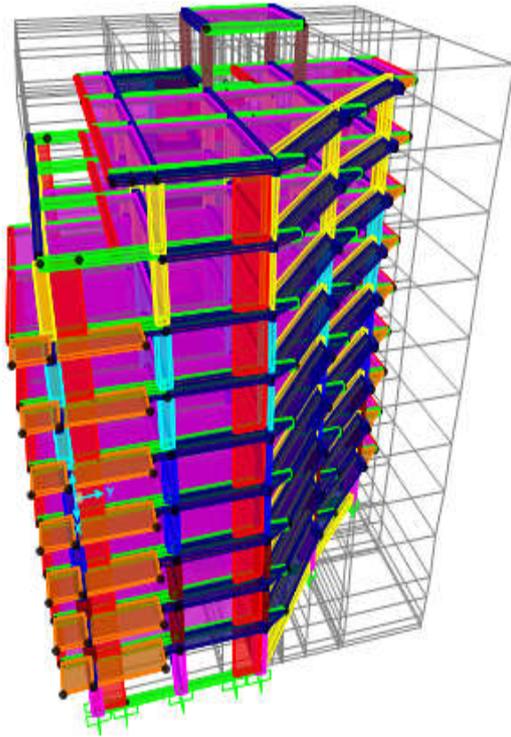


Figure I.1) vue en élévation (sap 2000 V 19)

figure I.2) vue en plan (sap 2000 V 19)

I. 3) Données de site :

- ✓ La contrainte admissible du sol $Q_{adm} = 3,231$ bars.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations : $D = 3,6$ m.
- ✓ Caractéristiques mécaniques du sol ($\gamma = 20,2$ kn/m^3 , $C = 0,44$ bar, $\varphi = 33^\circ$).
- ✓ Catégorie de site : S2 (sol ferme).

I.4) Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA 99 /version 2003 (Règles parasismique algérien).
- ✓ CBA 93 (Code du béton armé).
- ✓ DTR { DTR BC.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
DTR BC 2.331(Règle de calcul des fondations superficielles).
- ✓ BAEL91/modifiées 99 (Béton armée aux états limites) .

I.5) Système de contreventement

Selon le RPA99 /2003 pour toute structure dépassant une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles de contreventement, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques – voiles) avec justification d'interaction.

I.6) Eléments de l'ouvrage

- ❖ **Les planchers :** Ce sont des aires, généralement planes, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, il existe deux types :
 - ✓ **Les plancher en corps creux :** sont des planchers constitués du corps creux, avec une dalle de compression armé par treillis soudé .
 - ✓ **Les plancher en dalle pleine :** Ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé.
- ❖ **Poutres :** sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre les efforts, leur pré-dimensionnement sont déterminées selon des conditions bien définies. On distingue : les poutres principales, les poutres secondaires.
- ❖ **Poteaux :** Sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations à la base de la structure.
- ❖ **Voiles :** Sont des éléments de contreventement vertical, généralement en béton armé.
- ❖ **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher de la terrasse inaccessible.
- ❖ **Les escaliers :** sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Local d'ascenseur :** l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

- ❖ **Les éléments de remplissages**
 - ✓ **La maçonnerie**
 - **Les murs extérieurs:** Ils seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm. séparées par une lame d'air de 5cm.
 - **Les murs de séparation intérieure:** seront en une seule paroi de brique de 10cm.

- ❖ **Les revêtements** : les revêtements de la structure sont constitués par:
 - De l'enduit de ciment pour les murs intérieurs et les plafonds.
 - De mortier pour les murs de façade.
- ❖ **L'infrastructure** :
 - **Les fondations** : elles seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions suivantes
 - Transmettre les charges verticales et horizontales au sol.
 - Limiter les tassements différentiels.
 - L'encastrement de la structure dans le sol.
 - **Les voiles périphériques** : sont des voiles en béton armé qui entourent la périphérie du sous sol pour reprendre la poussée des terres.

I.7) Les états limites : (BAEL91)

- **Définition** : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.
- **Etat limite ultime** : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes. Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.
- **Etat limite de service** : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage. Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations.

I.8) Les actions :

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliqués à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.9) Les différents types d'action :

- Les actions permanentes (G) : Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.

- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.
- **Les actions accidentelles (FA) :** Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :
 - Les chocs.
 - Les séismes.
 - Les explosions.
 - Les feux.

I.10) Combinaisons de calcul.

- Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l} \text{Situations durables} \\ - \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \text{Situations- accidentelles} \end{array} \quad \left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm E. \\ 0.8G\pm E. \end{array} \right.$$

I.11) Caractéristique des matériaux :

I.11.1) Le béton :

I.11.1.1) Définition:

Est un matériau constitué par un mélange de : ciment, de granulats (sable et gravier), d'adjuvants et de l'eau. Il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée). Celle-ci, notée f_{c28} .

A titre indicatif le dosage courant par $1m^3$ est comme suite :

- Granulat (sable $\Phi \leq 5\text{mm}$, gravier $5 \leq \Phi \leq 25\text{mm}$).
- Gravions : 800L
- Sable : 400L
- Ciment : 300 à 400Kg /1m³ de classe CPA 425 (ciment portland artificiel 425).
- 150 à 200L d'eau
- Le béton obtenu aura une masse volumique apparente qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500Kg /m³.

I.11.1.2) Résistances caractéristiques du béton à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPA.

- Pour un nombre de jour $j \leq 28$, la résistance $f_{c j}$ des bétons suit les lois suivant :
(Art A.2- .1 .11 BEAL 91).
 - Béton de résistance courante : $f_{c j} = j / (4,76 + 0,83 j) f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPA}$.
 - Béton de haut résistance : $f_{c j} = j / (1,4 + 0,95 j) f_{c28}$ pour $f_{c28} \geq 40 \text{ MPA}$.
 - Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$.

I.11.1.3) Résistances caractéristiques du béton à la traction

- La résistance caractéristiques à la traction $f_{t j}$ du béton à j jours est définie conventionnellement en fonction de la résistance caractéristique à la compression par :
 - $f_{t j} = 0,6 + 0,06 f_{c j}$ avec
 - $f_{c j}$: Résistance caractéristique à la compression à " j " jours exprimée en(MPA)
 - La formule est valable jusqu'à des valeurs de $f_{c j} \leq 60 \text{ MPA}$
- Pour le présente projet on adaptera : $f_{c28} = 25 \text{ M PA}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$

I.11.1.4) Modules d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique ou il Ya proportionnalité des contraintes et déformations.

I.11.1.5) Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantanée $E_{i j}$ est donné par

(Art A 2 .1 .21 BAEL 91).

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} = 25 \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \longrightarrow E_{ij} = 32164,20 \text{ MPA}$$

Le module de déformation longitudinale déferée E_{vj} est donné par :

(Art A 2 .1 .22 BAEL 91)

$$E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \longrightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPA}$$

La valeur du module de déformation croit avec la résistance à la compression du béton.

I.11.1.6) Module de déformation transversal :

La valeur du module d'élasticité transversale G est donnée par :

$G = E / 2(1+V)$ avec : E : module de Young, V : coefficient de poisson

I .11 .1.7) Coefficient de poisson ν : (ArtA .2 .1 .3 BAEL91)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale la déformation relative

Longitudinal ϵ_l et vaut :

$$V = (\Delta t / t) / (\Delta L / l) = \epsilon_t / \epsilon_l$$

Il est pris égal à :

$V = 0$ pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré (à L' ELU).

$V = 0,2$ pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré (à L' ELS).

I.11.1.8) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) :

BAEL91 (article

A.5.1.211)

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{Adm} = \begin{cases} 3.33 \text{ Mpa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5 \text{ Mpa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

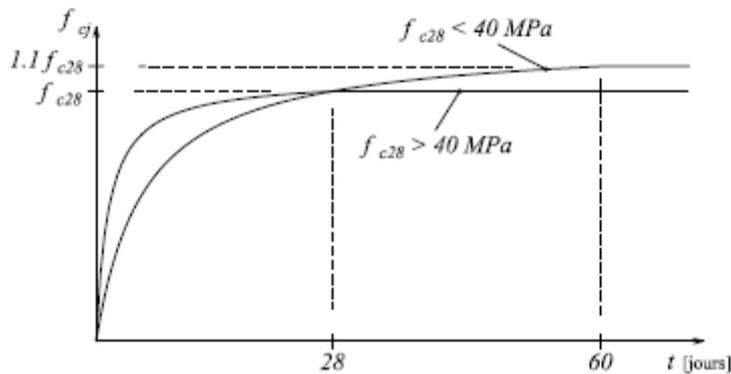


Fig I.3: Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

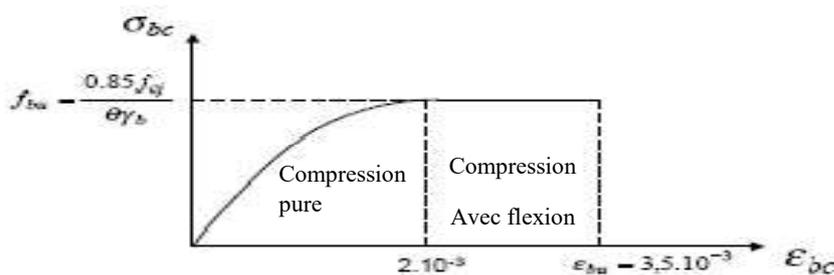


Fig.I .4 : Diagramme contrainte déformation à L'ELU

I.11.2) L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.11.2.1) Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Contraintes limites σ_s :

✓ ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases} \quad \gamma_s : \text{est le coefficient de sécurité}$$

✓ ELS :

BAEL91 (article A.4.5.32)

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) : $\sigma_s = f_e$ [MPa]

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

- $\sigma_s = \min (2/3 * f_e, \max (240, 110(\eta * f_{tj})^{1/2})$ [MPa]
- f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa].}$$

η : Coefficient de fissuration avec:

- $\bar{\eta}=1$: pour les ronds lisses, treilles soudés.
- $\eta=1.6$: pour les hautes adhérences.

I.11.2.2) Principales armatures utilisés :

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Tab I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000$ MPa.

Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties :

- Droite de Hook ($\sigma = E_e$) de pente $E=2*10^5$ MPA indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10 ‰. (déformation maximale).

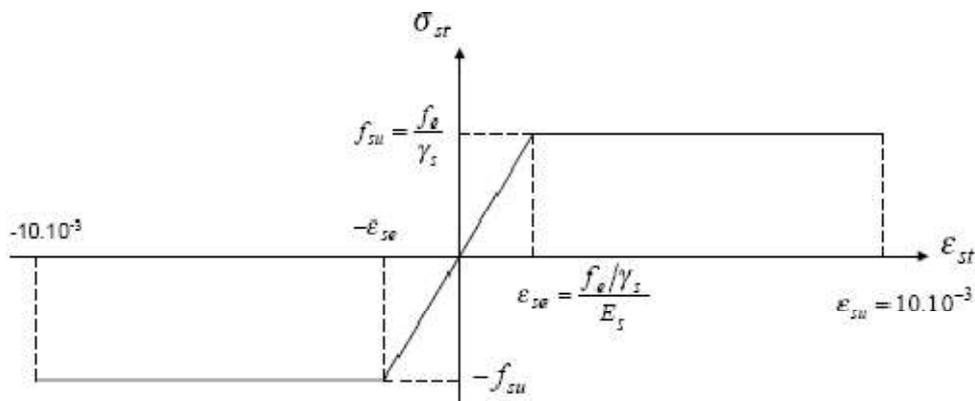


Fig I.5 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

I.2) Matériaux a utilisés :**Tab I.2 :** Caractéristique mécanique des matériaux à utilisé

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
		*situation accidentelle
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinal instantané E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinal différé E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	400
		*situation courante
	Contrainte à l'ELS : *FPN	/
		*FN
*FTN		176

I.12) Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

Prédimensionnement

des éléments



Chapitre II : pré dimensionnement des éléments.

Introduction :

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93.

II.1 : Pré dimensionnement des éléments secondaires :

II .1.1 Le plancher :

Définition : Dans une construction, le plancher est une structure horizontale qui supporte :

- Les surcharges d'exploitation (meublier, véhicule, personnes...).
- Les charges permanentes (cloisons, revêtements,...). Dans notre projet on trouve :
 - Plancher à corps creux.
 - Plancher à dalles pleine

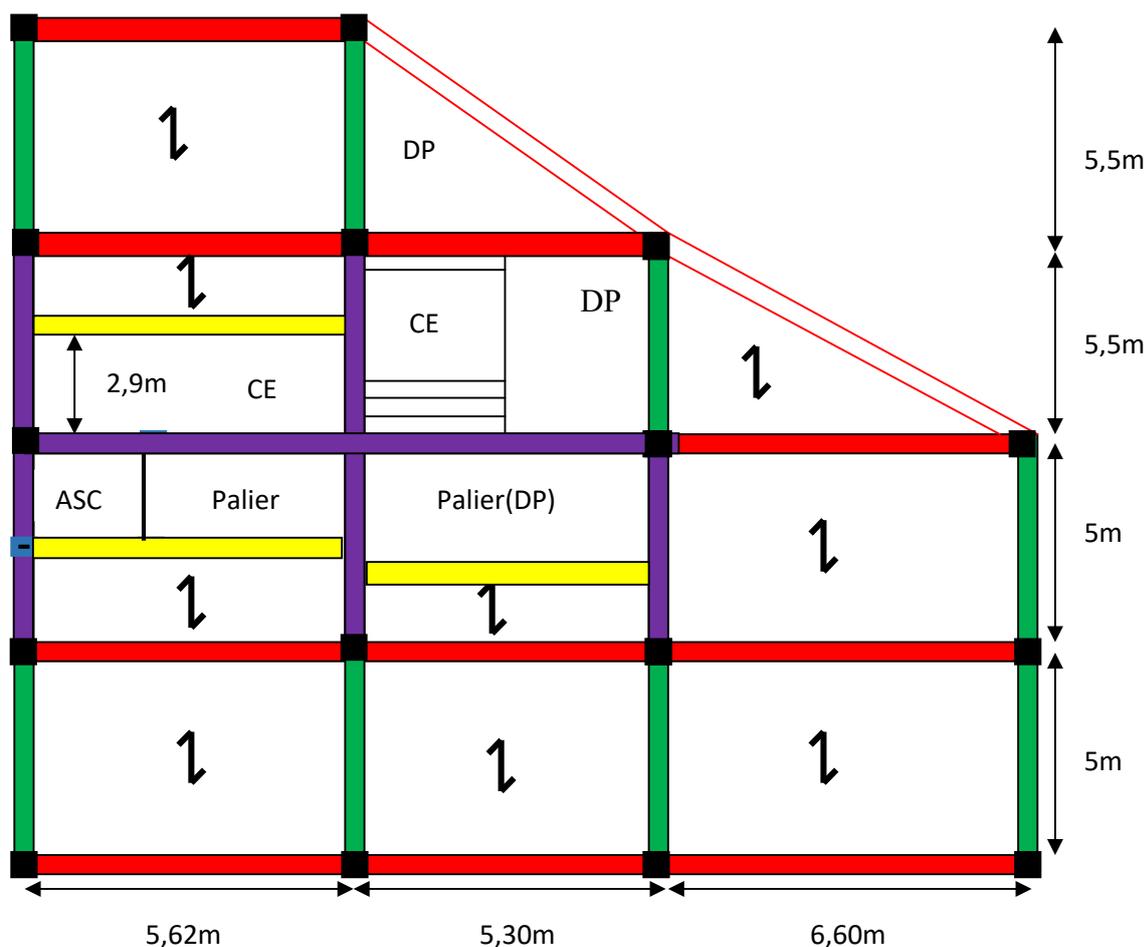


Figure .II .1. Dispositions des poutrelles pour le plancher de sous-sol

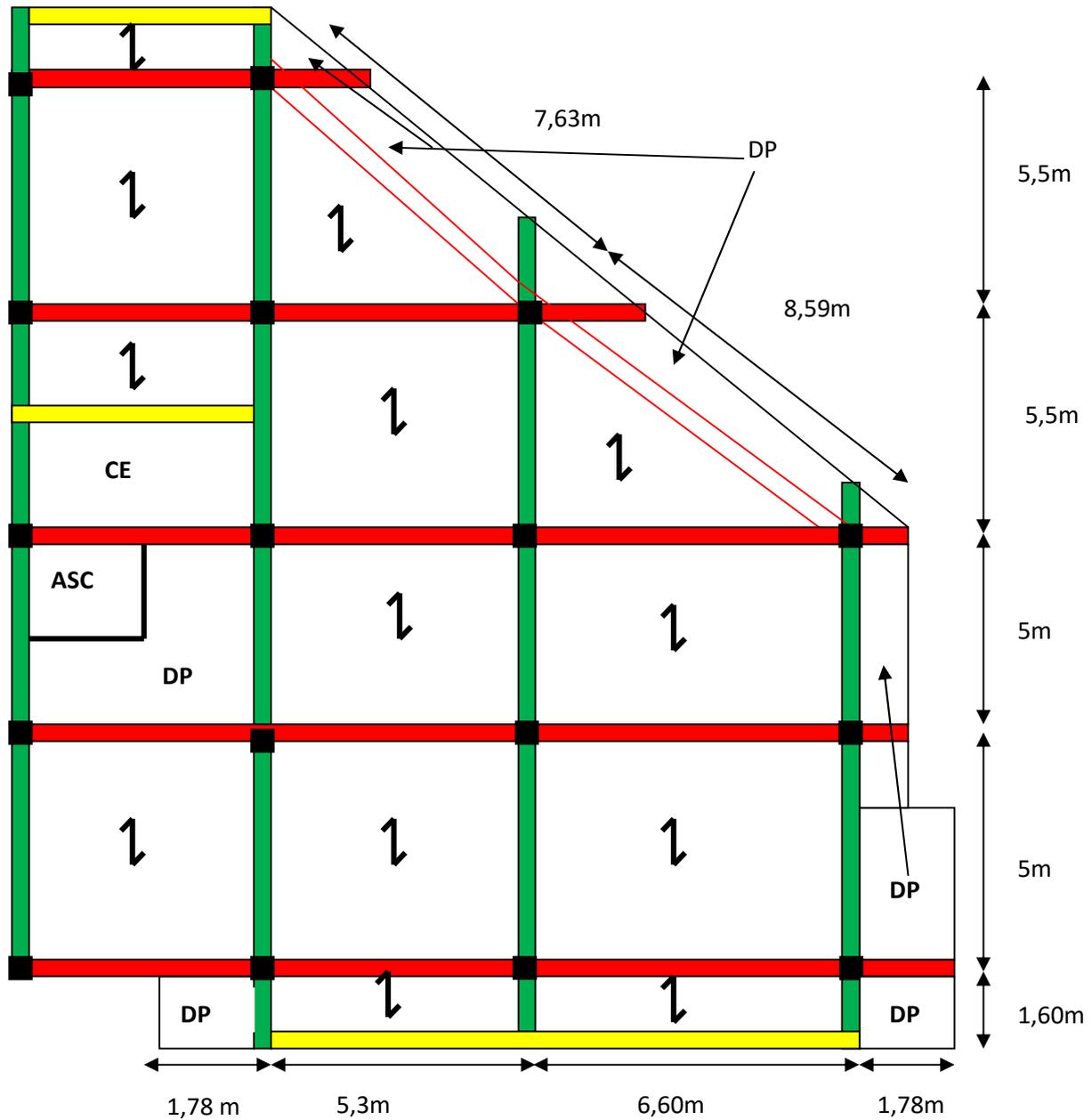


Figure .II .2.Disposition des poutrelles pour le plancher d'étage courante

- Poutre principales
- Poutre secondaires
- Poutre de chainages
- Poutre paliers (niveau de 1,02m par rapport au plancher sous-sol)
- Poteaux
- ↕ Poutrelles

Remarque : Pour notre disposition des poutrelles on a respecté les deux critères suivants :

- Les dispositions parallèlement au plus petite portée.
- La continuité.

A) Plancher à corps creux : Il est constitué de :

- Corps creux : dont le rôle est le coffrage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé.
 - La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA 93.

Le pré dimensionnement des planchers à corps creux se fait par satisfaction de la condition de flèche donnée par le CBA93 (art : 6.8.4.2.4).

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

- L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées.
- h_t : hauteur total du plancher

$$L_{\max} = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{520}{22.5}$$

$$h_t \geq 23,11 \text{ cm}$$

- h_t : hauteur du corps creux.
- h_0 : hauteur de la dalle de compression.

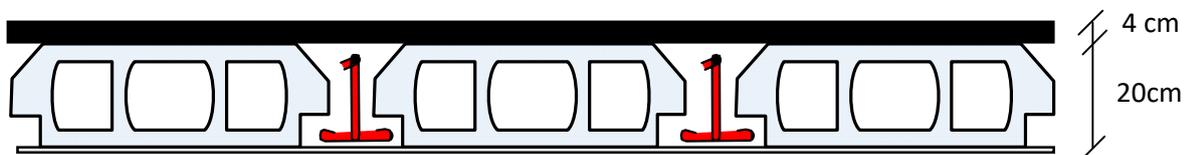


Figure II.3 : Plancher à corps creux .

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(20+4)=24\text{cm}$.

Avec :

- $h = 20 \text{ cm}$: hauteur du corps creux.
- $h_0 = 4\text{cm}$: hauteur de la dalle de compression

Les Poutrelles : Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou coulées sur place formant l'ossature d'un plancher.

- Les poutrelles se calculent comme des sections en T.
- La largeur de la table de compression à prendre est définie par :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (0,4 \times 24, 0,8 \times 24) \text{ cm} \quad b_0 = (9,06 \text{ à } 19,2) \text{ cm}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10) \dots\dots \text{CBA93 (article A.4.1.3)}$$

$$\begin{cases} L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm} : \text{distance entre deux nervures successives.} \\ L_y : \text{la distance minimale entre nus d'appuis des poutres secondaires.} \end{cases}$$

- $L_y = (550 - 30 = 520 \text{ cm})$
- $b_1 \leq \min (53/2 ; 520/10)$
- $b_1 \leq \min (26,5 ; 52)$
 - $b_1 = 26,5 \text{ cm}$
- $b = 2b_1 + b_0$
- $b = 2 \times 26,5 + 12 = 65$

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

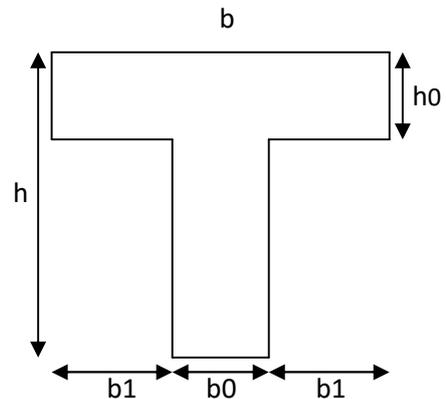


Fig. II.4 : Schema d'une poutrelle

B) Plancher en dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. . L'épaisseur d'une dalle pleine est déterminée en fonction de sa portée et des conditions suivantes :

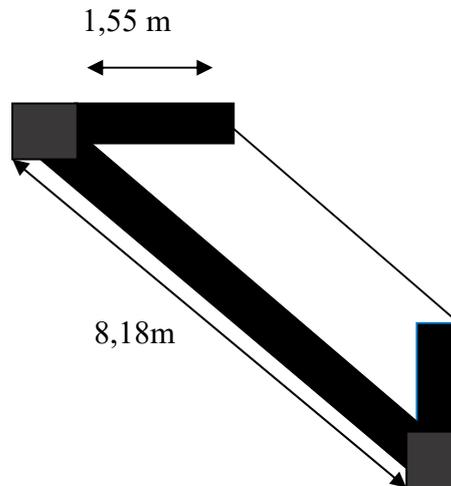
- Résistance à la flexion.
 - ❖ $e \geq L_x/20$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis. (CBA 93)
 - ❖ $L_x / 45 \leq e \leq L_x / 40$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec $\rho \geq 0,4$
 - ❖ $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$ Pour une dalle sur 4 appuis avec $\rho < 0,4$

Avec : e : épaisseur de la dalle. l_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

- La résistance au feu. $e \geq 11 \text{ cm}$.
- L'isolation phonique. $e \geq 14 \text{ cm}$.

On a 3 types :

1^{er} type : (dalle sur 3 appuis, $\rho = 0.189 < 0.4$)



Fug .II.5 .dalle sur 3 appuis.

Donc, on aura

- $\frac{155}{35} \leq e \leq \frac{155}{30} \longrightarrow 4,42 \leq e \leq 5,16$
- $e \geq 11$ cm (La résistance au feu).
- $e \geq 14$ cm (isolation phonique).

Donc $e = 14$ cm

2^{em} type : (dalle sur 2 appuis, $\rho = 0.886 > 0.4$)

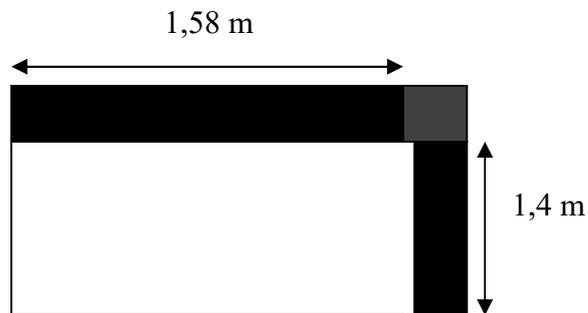


Fig .II.6 .dalle sur 2 appuis

- $\frac{140}{35} \leq e \leq \frac{140}{30} \quad 4,42 \leq e \leq 5,16$
- $e \geq 11$ cm (La résistance au feu).
- $e \geq 14$ cm (isolation phonique).

Donc $e = 14$ cm

3^{em} type : (dalle sur 4 appuis, $\rho = 0.886 > 0.4$)

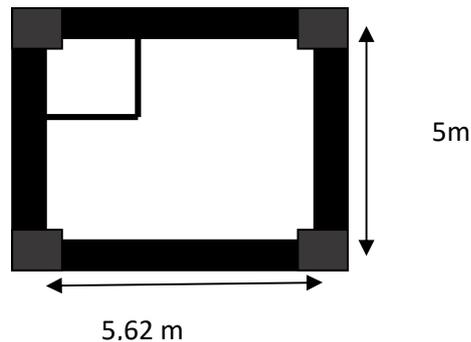


Fig .II.7 .dalle sur 4 appuis

- $\frac{460}{45} \leq e \leq \frac{460}{40} \quad 10,22 \leq e \leq 13,05$
- $e \geq 11$ cm (La résistance au feu).
- $e \geq 14$ cm (isolation phonique).

Donc : $e = 14$ cm

- on voit bien que le critère d'isolation phonique qui est déterminant, on opte pour l'ensemble des dalles pleines l'épaisseur $e = 14$ cm.

II .1.2 : Les escaliers

Un escalier se compose de plusieurs éléments :

- Giron (g): la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- L'emmarchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Pallier : la dalle horizontale a la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier(α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport a l'horizontale, pour les escalier confortable ; $\alpha = [20^0 \text{ à } 40^0]$.
- La cage : est le volume ou se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

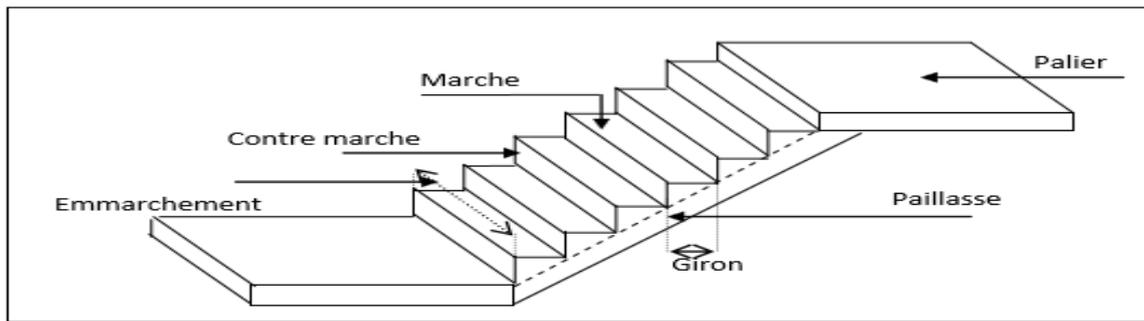


Fig .II.8 .Schéma d'un escalier

Pour déterminer les dimensions des marches et des contre marches on utilise la formule de Blondel qui est donnée par : $59\text{cm} \leq g + 2 \times h \leq 64\text{cm}$ (1).

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

- H : la hauteur de la volée.
- L : longueur totale en appui inclinée.
- L_0 : la longueur projetée de la volée.
- L_p : la longueur de palier de départ et d'arrivée

$$H = n \times h \Rightarrow h = \frac{H}{n}$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0 / (n-1)$$

En remplaçant h et g dans (1) :

$$g + 2 \times h = 64\text{cm}$$

$$L_0 / (n - 1) + 2 \times (H/n) = 64\text{cm}$$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0$$

n : c'est la solution de l'équation

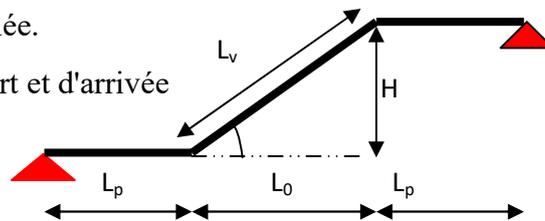


Figure II.9 . Schéma statique de l'escalier

Pour notre cas on a 2 types

Type 1 : escalier droit a 2 volées identiques.

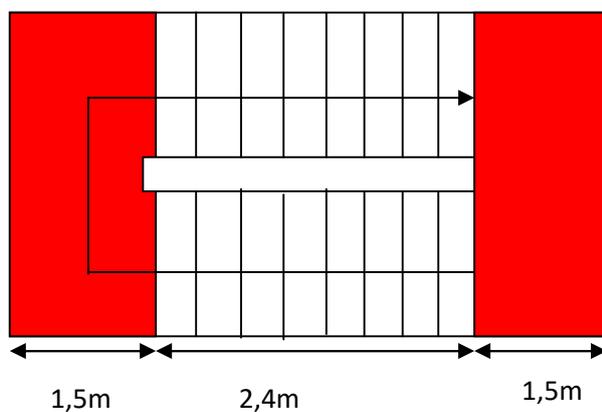


Figure II.10 : Vue en plan de l'escalier type 1.

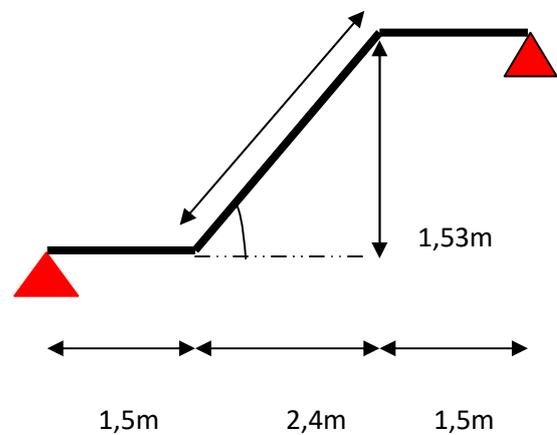


Figure II.11. Schéma statique .

$H=1.53\text{ m}$; $L_0=2,4\text{m}$;

AN:

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0 \quad ; \quad \text{Après la résolution, on trouve } \left\{ \begin{array}{l} n = 9 \\ n - 1 = 8 \end{array} \right\}$$

D'ou:
$$\left\{ \begin{array}{l} h = \frac{H}{n} = 17\text{cm.} \\ g = \frac{L_0}{n-1} = 30\text{ cm.} \end{array} \right.$$

Calcul de α (l'angle d'inclinaison de la paillasse)

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L_0) = \text{tg}^{-1}(153/240) \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$$

➤ Epaisseur de la paillasse

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e »

telle que : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ conditions de la flèche

$$L = 1,5 + \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} + 1,50 = 5,84\text{ m}$$

Donc : $19,47\text{ cm} \leq e \leq 29,2\text{ cm}$

On opte : $e = 20\text{cm}$

❖ **Type 2** : Escalier de RDC qui permet de monter vers le niveau 5,1 m (4 marches).

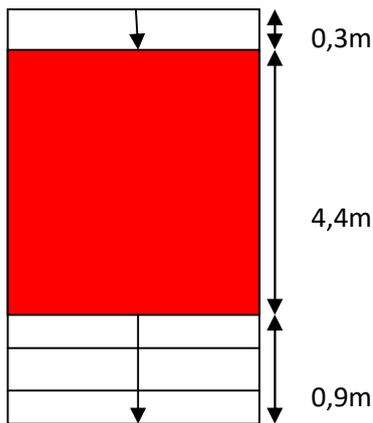


Figure II.12: Vue en plan de l'escalier type 2

$$g = 0,9 / 3 = 0,3\text{m} = 30\text{ cm}$$

$$h = h_0 / 6 = 1,02 / 6 = 17\text{ cm}$$

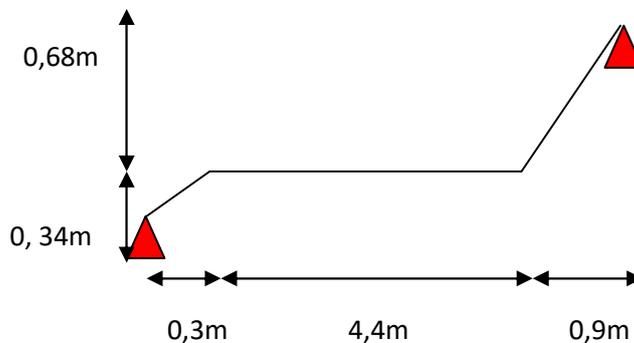


Figure II.13. Schéma statique de type 2

$$g + 2 \times h = 64$$

$$\Rightarrow 59 \text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 64 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifier}$$

Calcul de α (l'angle d'inclinaison de la paillasse)

$$\alpha_1 = \text{tg}^{-1}(H_1/L_0) = \text{tg}^{-1}(68/90) \Rightarrow \alpha = 37,07^\circ$$

$$\alpha_2 = \text{tg}^{-1}(H_2/L_1) = \text{tg}^{-1}(17/30) \Rightarrow \alpha = 29,53^\circ$$

➤ Epaisseur de la paillasse

La paillasse est considérée comme une dalle sur deux appuis simples, d'épaisseur « e »

telle que : $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$ conditions de la flèche

$$L = \sqrt{0,3^2 + 0,17^2} + 4,4 + \sqrt{0,9^2 + 0,68^2} = 5,87 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 19,56 \text{ cm} \leq e \leq 29,35 \text{ cm}$$

On opte : $e = 20 \text{ cm}$

II.1.3. acrotère.

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert aussi à l'accrochage des matériaux de travaux d'entretien des bâtiments. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_P .

Hypothèses de calcul :

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.

Soit ' S ' la section de l'acrotère :

$$S = (60 \times 10) + (7 \times 10) + (3 \times 10) \cdot 0,5 = 685 \text{ cm}^2$$

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

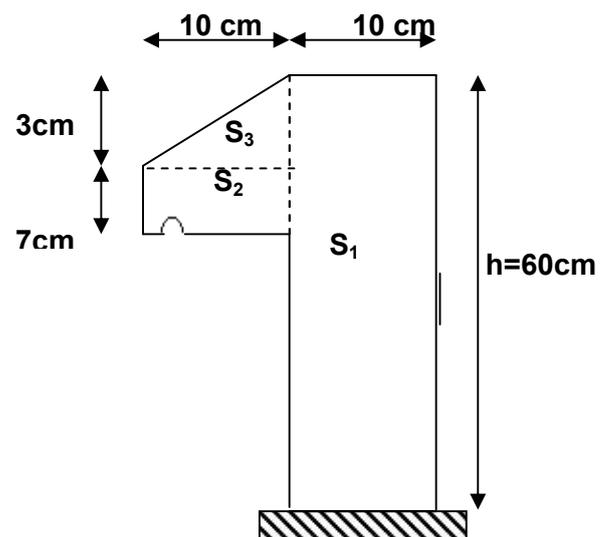


Figure II.14. Schéma de l'acrotère

Charge permanente :

- Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S$$

$$G = 25 \times 0.0685 = 1.713 \text{ KN/ml}$$

- Enduit ciment :

$$G_{\text{tot}} = G + G_{\text{ciment}} = 1.713 + 0.1 = 1.87 \text{ KN/ml}$$

❖ La charge permanente totale est estimée à : $G = 1.87 \text{ KN/m}^2$.

❖ D'après le **DTR BC 2.2** la surcharge d'exploitation pour l'acrotère est: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II .1.4 : Evaluation des charges

- Plancher à corps creux

Tableau .II.1 : Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Gravions roulé de protection	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Plancher à corps creux (20+4)	/	0,24	3,2
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente totale			G = 6,53
Charge d'exploitation Q			1

Tableau .II.2 : Evaluation des charges du terrasse accessible (terrasse au 7^{em} étages)

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher à corps creux (20+4)	/	0,24	3,2

Forme de pente	22	0,1	2,20
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente totale			G = 6,76
Charge d'exploitation Q			1,5

Tableau. II.3 : Evaluation des charges du plancher étage courant (habitations, commerciales)

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Cloison de séparation	/	/	1,00
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher à corps creux (20+4)	/	0,24	3,2
Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanente totale G			5,56
Charge d'exploitation Q (habitation)			1,5
Charge d'exploitation Q (usage commerciales)			5

➤ Planche à dalles pleines :

Tableau. II.1 Évaluation des charges dans le plancher étage courant à dalle pleine.

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,1	0,36
Plancher à dalle pleine	25	0,14	3,5
Enduit de ciment	20	0,02	0,40
Cloisons de séparation	/	0,1	1
Charge permanente totale			G = 6,06
Charge d'exploitation			1,5

Tableau. II.5 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible à dalle pleine

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Gravions roulé de protection	20	0,04	0,80
Etanchéité multicouche	6	0,02	0,12
Forme de pente	22	0,1	2,20
Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
Plancher à dalle pleine	25	0,14	3,5
Enduit de plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanente totale			G = 6,83
Charge d'exploitation Q			1

Tableau. II.6 Evaluation des charges du balcon (étage courante) .

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Plancher dalle pleine	25	0,12	3,00
Enduit en ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente totale			G = 4,43
Charge d'exploitation			3,5

Évaluation des charges sur l'escalier

Tableau .II.7 Evaluation des charges du palier

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Carrelage	20	0,02	0,40
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Lit de sable	18	0,02	0,36
Dalle en béton armée	25	0,20	5
Enduit en ciment	20	0,02	0,40
Charge permanente totale			G = 6,56

Charge d'exploitation	2,5
------------------------------	------------

Tableau .II.8. Évaluation des charges sur la volée.

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Carrelage horizontale	22	0,02	0,44
Carrelage verticale	22	/	0,249
mortier de pose horizontale	20	0,02	0,40
mortier de pose verticale	20	/	0,26
Pailleasse	25	0,2 /cos 32,51	5,93
marche	22	h/2	1,87
Enduis de ciment	20	0,02 /cos 32 51	0,47
Charge permanente totale	9,63		
Charge d'exploitation	2,5		

Tableau .II.9.Évaluation des charges sur les murs extérieure

Désignation des éléments	Densité (KN/m ³)	épaisseur (m)	Poids G(KN/m ²)
Brique creuse de l'extérieur	/	0,15	1,3
Brique creuse de l'intérieure	/	0,10	0,9
Enduit extérieur en ciment	20	0,02	0,4
Enduit intérieur en plâtre	10	0,015	0,15
Lame d'aire	/	0,05	/
Charge permanente totale	G=2,75		

II.2 : Les éléments structuraux.

II .2 .1 : Les poutres

Les poutres principales : Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

Notre structure contient 2 travées très grandes (7,63 m, 8,59 m) incliné en plant, ce que nous oblige d'étudier ces travée indépendamment tous sa pour avoir l'économie et la résistance. Donc on distingue 2 types :

- Type 1 : Les poutres principales avec une distance entre axes des poteaux $L \leq 6,30m$.
- Type 1 : Les poutres principales avec une distance entre axes des poteaux $L \geq 7,64m$.

Pré dimensionnement

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

avec :

- h_{pp} : Hauteur de la poutre principale
- L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis.

Pour le type 1

$$L_{max} = (858 - 40) = 818 \text{ cm}$$

$$\text{Danc : } \frac{818}{15} = 54,53 \text{ cm} \leq h_{pp1} \leq \frac{818}{10} = 81,8 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (35 \times 65) \text{ cm}^2$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

- $H_{pp1} = 65 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots$ (Vérifiée)
- $B_{pp1} = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (Vérifiée) **..... (RPA 99 version 2003 article 7.5.1)**
- $H_{pp1} / b_{pp1} = 1,85 < 4 \dots \dots \dots$ (Vérifiée)

Pour le type 2

$$L_{max} = (660 - 40) = 620 \text{ cm}$$

$$\text{Danc : } \frac{620}{15} = 41,33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq \frac{620}{10} = 62 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (35 \times 50) \text{ cm}^2$

- $h_{pp2} = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots$ (Vérifiée)
- $b_{pp2} = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (Vérifiée) **..... (RPA 99 version 2003 article 7.5.1)**
- $h_{pp2} / b_{pp2} = 1,5 < 4 \dots \dots \dots$ (Vérifiée)

Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

- h_{ps} : Hauteur de la poutre secondaire
- L_{max} : Portée maximale entre nus d'appui,

$$L_{max} = (550-40) = 510 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{510}{15} = 34 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

On adopte une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}$

- $h_{ps} = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots$ (Vérifiée)
- $b_{ps} = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots \dots$ (Vérifiée) (RPA 99 version 2003 article 7.5.1)
- $h_{ps} / b_{ps} = 1/4 < 1,16 < 4 \dots \dots$ (Vérifiée)

II .2.2 : Les voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \frac{h_e}{20} \\ e \geq \frac{h_e}{22} \dots \dots \dots \text{RPA (article 7.7 .1)} \\ L \geq 4 \times e \end{array} \right.$$

Pour le RDC :

$$h_e = 408 - 35 = 368 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{373}{20} = 18,65 \text{ cm.}$$

On adopte:

Pour le RDC l'épaisseur de 20 cm. $e = 20 \text{ cm}$

Pour étage courante et le sous-sol

$$h_e = 306 - 35 = 271 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{271}{20} = 13,55 \text{ cm}$$

On adopte:

Pour les étages courants 15 cm.

Pour le sous-sol et RDC 20 cm.

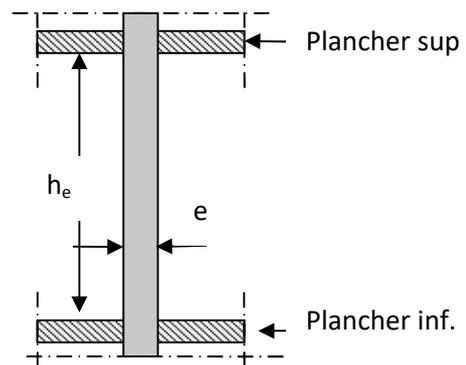


Figure. II.15. Coupe verticale d'un voile

II .2 .3 : Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, les dimensions des poteaux sont déterminés par la descente des charges de poteau le plus chargé.

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

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme (flambement).
- Condition RPA.
- Condition RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25cm \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Tel que : h_e : Hauteur libre d'étage.

$h_e = 3,84m$ Pour le RDC (usage commerciale).

$h_e = 2,82m$ (sous-sol et l'étage courante)

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme indique le tableau suivant :

Tableau. II.10. sections des poteaux choisit préalablement.

Niveaux	Sections (b,h)cm ²
Sous-sol et RDC	60*60
1 ^{em} et 2 ^{em} étages	55*55
3 ^{em} et 4 ^{em} étages	50*50
5 ^{em} et 6 ^{em} étages	45*45

7^{em} et 8^{em} étages

40*40

Descente de charge

La descente de charge consiste à calculer pour chaque élément porteur de la structure la charge qui lui supporte au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation, et pour pouvoir pré dimensionner ces éléments. Pour notre cas on va choisi 2 poteaux

- Poteau 1 : poteau supporte des travées max.
- Poteau 2 : Poteau appartient à la cage d'escalier.

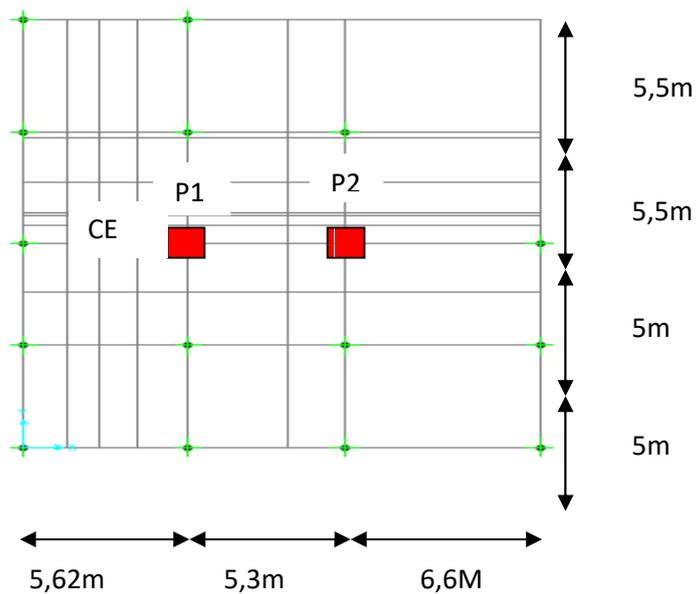


Fig .II .16 .Les poteaux choisit pour les décente de charge

G : Charges permanentes.

Q : charges d'exploitation.

Evaluation des charges

- Charge permanente

$$G_{\text{planche}} = G * S$$

$$G_{\text{poutre}} = (h_{\text{poutre}} * b_{\text{poutre}} * \rho) * l_{\text{poutre}}$$

$$G_{\text{poteau}} = (h_{\text{poteau}} * b_{\text{poteau}} * \rho) * l_{\text{poteau}}$$

- Charge d'exploitation

Loi de dégression des charges :(D.T.RB.C.2.2ART 6.3) :

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

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

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

Calcule la charge revenante au poteau P1

❖ Calcule des surfaces afférentes.

A) Pour les charges Permanente:

$$S= S1+S2+S3+S4$$

$$S = (2,45 \times 2,55) + (3,1 \times 2,55) + (2,45 \times 2,3) + (3,1 \times 2,3)$$

$$S=26,91 \text{ m}^2$$

B) pour la charge d'exploitation :

$$S=S(\text{plancher}+S(\text{poutres}))$$

$$S=3,39+26,91= 30,3 \text{ m}^2$$

Les charges et surcharges

- Plancher terrasse inaccessible

$$G=6,53 \times 26,91=175,72$$

$$Q= 1 \times 30,3=30,3 \text{ KN}$$

- Plancher étage d'habitation

$$G=5,56 \times 26,91=149,61 \text{ KN}$$

$$Q= 1,5 \times 30,3=45,45 \text{ KN}$$

- Plancher de sous-sol (usage commerciale)

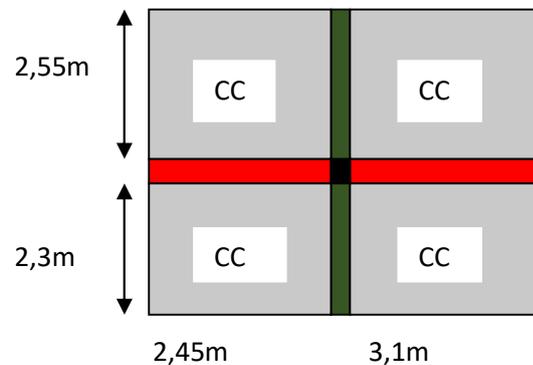


Figure II .17 . Surface afférent pour poteau 1.

On doit recalculer la surface afférente grâce a le niveau dans l'équille située l'ascenseur et la cage d'escalier (1,02 m par rapport au plancher sous-sol), on construire des poutres paliers comme des appuis pour ces dalle.

Donc la surface afférant est calculée comme suite :

$$S_{CC}=S1+S2+S3=(3,1*2,55+3,1*2,3+2,05*2,55)=20,26 \text{ m}^2$$

$$S_{DP}=(2,45*2,3+2,55*0,4)=6,66 \text{ m}^2$$

$$- G=G_{cc}+G_{dp}=5,56*20,26+6,06*6,66=153 \text{ KN}$$

$$- Q= 5* 30 ,3=151,5 \text{ KN}$$

- **Poids des poutres**

$$G_{PP} = \gamma \times V_{PP}$$

$$G_{PP} = 25 \times (L_{PP} \times b \times h)$$

$$G_{PP} = 25 \times (5,55 \times 0.30 \times 0.45) = 18,73 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 \times (L_{PS} \times b \times h)$$

$$G_{PS} = 25 \times (4,85 \times 0.3 \times 0.35) = 12,73 \text{ KN}$$

Avec : L_{PP} = longueur de la poutre principale

L_{PS} = longueur de la poutre secondaire

Remarque : pour le plancher sous sol on a des poutres paliers en plus, de section $(30*30)\text{cm}^2$

$$G_{ppalier} = 25 \times (L_{ppalier} \times b \times h) = 25(4,75 * 0,3 * 0,3) = 10,68 \text{ KN}$$

- **Poids des poteaux**

$$G = \gamma \times S \times h_p$$

Avec $\begin{cases} S : \text{la surface de poteau } (b \times h) \\ h_p : \text{hauteur d'étage} \end{cases}$

Tableau II.11. Poids propre des poteaux.

Étage	Sou-sol	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème}
Section (cm ²)	(60×60)	(60×60)	(55×55)	(50×50)	(45×45)	(40×40)
Hauteur (m)	3,06	4,08	3,06	3,06	3,06	3,06
Poids(KN)	27,54	36,72	23,14	19,12	15,50	12,24

Récapitulation des résultats de descente de charges :

- Pour déduire l'effort normal sollicitant à la compression simple pour chaque niveau, on procède à la combinaison des deux charges (permanente et exploitation) qui revient au poteau.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$N=Q \times S_{\text{afférente}}$$

$$N8 : Q_0=30,3 \text{ KN}$$

$$N7 : Q_0+Q_1=75,75 \text{ KN}$$

$$N6 : Q_0+0,95 \times (Q_1+Q_2)=116,66 \text{ KN}$$

$$N5 : Q_0+0,9 \times (Q_1+Q_2+Q_3)=153 \text{ KN}$$

$$N4 : Q_0+0,85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=184,83 \text{ KN}$$

$$N3 : Q_0 + \frac{3+5}{2 \times 5} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 212,1 \text{ KN}$$

$$N2 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 234,82 \text{ KN}$$

$$N1 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 257,55 \text{ KN}$$

$$N0 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 280,27 \text{ KN}$$

$$N-1 : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) + Q_{\text{cmrc}} = 424,2 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P1 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II .12 . Descente de charge pour le poteau P1.

Ni	Elément	G(KN)	Q(Kn)
N1(Terrasse inaccessible)	• Terrasse	175,72	30,30
	• Poutre	31,46	
	• Poteau (40*40)	12,24	
	Σ	219,42	
N2	• plancher	149,61	75,75
	• poutre	31,46	
	• poteau (40*40)	12,24	
	Σ	412,73	
N 3	• plancher	149,61	116,66
	• poutre	31,46	
	• poteau (45*45)	15,5	
	Σ	631,26	
N4	• plancher	149,61	153
	• poutre	31,46	
	• poteau (45*45)	15,5	
	Σ	827,83	
N5	• plancher	149,61	184,83
	• poutre	31,46	
	• poteau (50*50)	19,12	
	Σ	1028,02	
N6	• plancher	149,61	212,1
	• poutre	31,46	
	• poteau (50*50)	19,12	
	Σ	1228,21	
N7	• plancher	149,61	234,84
	• poutre	31,46	
	• poteau (55*55)	23,14	
	Σ		

Σ		1432,42	234,84
N8	<ul style="list-style-type: none"> • plancher • poutre • poteau (55*55) 	149,61 31,46 23,14	257,55
Σ		1636,63	257,55
N0	<ul style="list-style-type: none"> • plancher • poutre • poteau (60*60) 	149,61 31,46 36,72	280,27
Σ		1854,42	280,27
N10(sou-sol)	<ul style="list-style-type: none"> • plancher CC+DP • poutre(pp+PS+P_{palier}) • poteau (60*60) 	153 42,14 27,54	424,2
La charge totale		2077,1	424,2

Calcule la charge revenante au poteau P2 (poteau appartient a la cage d'escalier)

❖ **Calcul des surfaces afférentes**

➤ Pour les charges Permanente

$$S_{\text{aff,cc}} = S1+S2=11,88 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff,dp}} = 2,65*2,3=6 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff,palier}} = 2,55*1,11=2,83 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff,vole}} = 1,5*2,55=3,82\text{m}^2$$

➤ Pour les charges d'exploitation

$$S_{\text{aff,cc}} + S_{\text{aff,dp}} + S_{\text{pp+ps}} = 21,24 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff,palier}} = 2,83 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff,vole}} = 3,82\text{m}^2$$

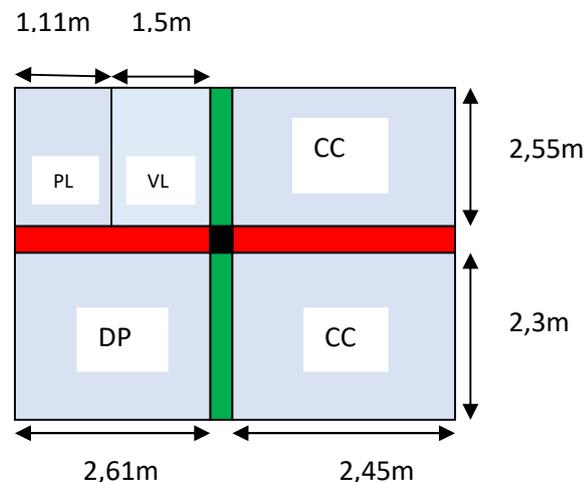


Figure II .18. Surface afférent pour poteau 2

Les charges et surcharges:

- **terrasse inaccessible de plancher de la cage d'escalier**

$$G = 6,53 * 6,66 = 43,46 \text{ KN}$$

$$Q = 1 * 8,46 = 8,46 \text{ KN}$$

- **Plancher terrasse inaccessible**

$$G_{\text{CC}} = 6,53 * 11,88 = 77,58 \text{ KN}$$

$$G_{dp}=6,83*6=40,98 \text{ KN}$$

$$Q=1*21,24=21,24 \text{ KN}$$

Escalier

$$G_{volée}=(9,53*3,82)/\cos 32,51^\circ=43,16 \text{ KN}$$

$$G_{palier}=(6,56*2,83)/\cos 32,51^\circ=22 \text{ KN}$$

$$Q_{volée}=(2,5*3,82)/\cos 32,51^\circ=11,32 \text{ KN}$$

$$Q_{palier}=(2,5*2,83)=7 \text{ KN}$$

- Plancher étage d'habitation

$$G_{CC}=5,56*11,88=66 \text{ KN}$$

$$G_{dp}=6,06*6=36,36 \text{ KN}$$

$$Q=1,5*21,24=31,86 \text{ KN}$$

- Plancher de sous-sol(usage commerciale)

Calcul de la surface afférant

$$S_{\text{aff,palier}}=S1+S2+S3+S4=11,04+7,52=18,56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff,vole}}=S5+S6=(1,31*2,55)+(2,45*0,9)=5,54 \text{ m}^2$$

Calcul des charge

$$G_{\text{palier}}=6,56*18,56=121,75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{volée}}=9,63*5,54/\cos 32,51^\circ=63,26 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{palier}}=2,5*18,56=46,4 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{volée}}=2,5*5,54/\cos 32,51^\circ=16,42 \text{ KN}$$

- Poids des poutres

$$G_{pp}=25*(5,06*0,35*0,45)=19,92 \text{ KN}$$

$$G_{ps}=25*(4,85*0,3*0,35)=12,73 \text{ KN}$$

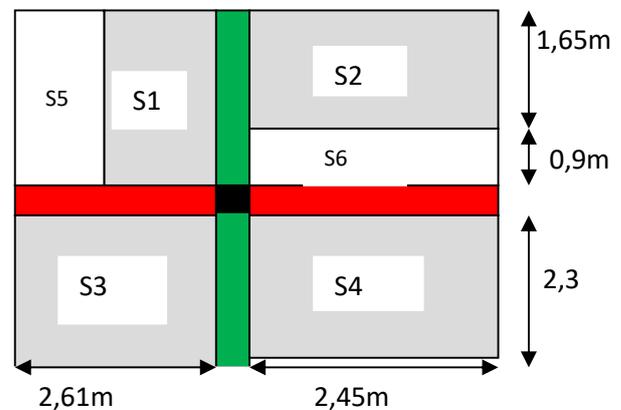


Figure II .19 Surface afférant pour poteau 2(plancher sous-ssol)

Remarque : pour le plancher sous sol on a des poutres paliers en plus, de section $(30*30)\text{cm}^2$

$$G_{\text{ppalier}}=25*(L_{\text{ppalier}}*b*h)=25(4,86*0,3*0,3)=10,93 \text{ KN}$$

Donc la loi de dégression sera comme suit :

$$N=Q*S_{\text{afférente}}$$

$$N8 : Q_0=48,02 \text{ KN}$$

$$N7 : Q_0+Q_1=98,2 \text{ KN}$$

$$N6 : Q_0 + 0,95 \times (Q_1 + Q_2) = 143,36 \text{ KN}$$

$$N5 : Q_0 + 0,9 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 183,5 \text{ KN}$$

$$N4 : Q_0 + 0,85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 218,63 \text{ KN}$$

$$N3 : Q_0 + \frac{3+5}{2*5} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 248,74 \text{ KN}$$

$$N2 : Q_0 + \frac{3+6}{2*6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 273,83 \text{ KN}$$

$$N1 : Q_0 + \frac{3+7}{2*7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 297,41 \text{ KN}$$

$$N0 : Q_0 + \frac{3+8}{2*8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 323,8 \text{ KN}$$

$$N-1 : Q_0 + \frac{3+9}{2*9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 354,43 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente de charge pour le poteau P1 sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. II.13. descente de charge pour le poteau P2

Ni	Elément	G(KN)	Q(Kn)
N1(Terrasse inaccessible)	• Venante de terrasse incc (cage d'escalier)	55,7	48,02
	• Terrasse incc	118,56	
	• escalier	65,16	
	• Poutre	32,65	
	• Poteau (40*40)	12,24	
Σ		284,31	48,02
N2	• Plancher CC	66	98,2
	• Plancher DP	36,36	
	• escalier	65,16	
	• poutre	32,65	
	• poteau (40*40)	12,24	
Σ		496,72	98,2
N 3	• plancher CC	66	143,36
	• plancher DP	36,36	
	• escalier	65,16	

	<ul style="list-style-type: none"> • poutre • poteau (45*45) 	32,35 15,5	
Σ		712,09	143,36
N4	<ul style="list-style-type: none"> • plancher CC • Plancher DP • escalier • poutre • poteau (45*45) 	66 36,36 65,16 32,35 15,5	183,5
Σ		927,46	183,5
N5	<ul style="list-style-type: none"> • plancher CC • Plancher DP • escalier • poutre • poteau (50*50) 	66 36,36 65,16 32,35 19,12	218,63
Σ		1146,45	218,63
N6	<ul style="list-style-type: none"> • plancher CC • Plancher DP • escalier • poutre • poteau (50*50) 	66 36,36 65,16 32,35 19,12	248,74
Σ		1365,44	248,74
N7	<ul style="list-style-type: none"> • plancher CC • Plancher DP • escalier • poutre • poteau (55*55) 	66 36,36 65,16 32,35 23,14	273,83
Σ		1588,45	273,83
N8	<ul style="list-style-type: none"> • plancher CC • Plancher DP • escalier • poutre • poteau (55*55) 	66 36,36 65,16 32,35 23,14	297,41

Σ		1811,46	297,41
N9	<ul style="list-style-type: none"> • plancher CC • Plancher DP • escalier • poutre • poteau (60*60) 	66 36,36 65,16 32,35 36,72	323,8
Σ		2048,05	323,8
N10(sou-sol)	<ul style="list-style-type: none"> • escalier • poutre (pp+PS+P_{palier}) • poteau (60*60) 	248,57 43,58 27,54	354,43
La charge totale		2367,74	354,43

Donc :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (2367,74) + 1.5(354,43)$$

$$Nu = 3728,09 \text{ kn}$$

Pour p1 :

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (2077,1) + 1.5(424,2)$$

$$Nu = 3440,38 \text{ kn}$$

Donc le poteau P2 est le plus sollicité

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime NU a 10%, telle que : $NU = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

$$Nu = 1.1 * 3728,09 = 4100,899 \text{ Kn}$$

Les vérifications

Vérification des conditions de coffrage :

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

➤ Pour la zone IIa

- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(40, 40) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ Vérifier.
- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(40,40) = 40 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{38}{20} = 19,2 \text{ cm}$Vérifier .
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$Vérifier.

❖ **Vérifications a la compression simple du poteau le plus sollicité P2**

$$\frac{Nu}{b} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: Limite de compression du béton à L'E.L.U

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.8 \cdot f_{c28}}{1.5}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 14.20 \text{ MPA}$$

Tableau .II.14. Vérification de la contrainte de compression du béton

Niveaux	Nu	sections	Condition $B_{choi} > B_{calcule}$		observation
			B_{choi}	$B_{calcule}$	
Sous sol,RDC	4100,90	60*60	0.36	0,288	Vérifiée
Etages 1:2	3180,74	55*55	0.3025	0,223	Vérifiée
Etages 3:4	2438,10	50*50	0.25	0,171	Vérifiée
Etage 5 :6	1680,05	45*45	0.2025	0 ,118	Vérifiée
Etage 7 :8	899,66	40*40	0.16	0,0633	Vérifiée

Conclusion : les sections des poteaux qui on a choisis résiste a la comprissions simple.

❖ **Vérefication au flambement**

$$Nu \leq \bar{Nu} \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{As \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

D'après le BAEL 91 en doit vérifier :

$$B_r \text{ calculer} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{1.0 \cdot \gamma_s} \right]}$$

❖ **Vérification de poteau de sous sol**

$$L_f = 0,7 * l_0 = 0,7 * 3,06 = 2,14\text{m}$$

$$B = 0,6 * 0,6 = 0,36\text{m}^2$$

$$I = 0,6^4 / 12 = 0,0108\text{m}^4$$

$$i = \sqrt{(0,0108 / 0,36)} = 0,173\text{m}$$

$$\lambda = 2,14 / 0,173 = 12,36 \Rightarrow \alpha = 0,83$$

$$B_{r \text{ calculer}} = 0,196\text{m}^2$$

$$B_r = (0,6 - 0,02) * (0,6 - 0,02) = 0,336\text{m}^2$$

Donc on a $B_r > B_{r \text{ calculer}} \rightarrow$ le poteau ne risque pas de flamber

Tableau. II.15. Vérification au flambement

Niveaux	Nu KN	sections (m ²)	Condition $B_{rchoi} > B_{rcalculer}$		observation
			B_{rchoi} (m ²)	$B_{rcalculer}$ (m ²)	
Sous sol	4100,90	60*60	0.336	0,2280	Vérifiée
RDC	3923,55	60*60	0,336	0,185	Vérifiée
Etages 1:2	3180,74	55*55	0.2809	0,167	Vérifiée
Etages 3:4	2438,10	50*50	0.2304	0,127	Vérifiée
Etage 5 :6	1680,05	45*45	0.1849	0 ,087	Vérifiée
Etage 7 :8	899,66	40*40	0.1444	0,046	Vérifiée

Analyse les résultats : Pas de risque de flambement avec les sections choisies.

Conclusion : Après nous avons fini le pré-dimensionnement des éléments secondaires et les éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons résumé les résultats dans le tableau suivant :

Tableau II.16. Récapitulation du pré dimensionnement pour tous les éléments.

Eléments secondaires	
Plancher CC	e=24 cm
Plancher DP	e=14 cm
Escalier	e=20 cm
acrotère	G = 1.87 KN/m ² Q = 1KN
éléments structuraux	

poutres principales	type 1 : (35*65) cm ²
	type 2 : (30*45) cm ²
Poutre secondaire	(30*35) cm ²
voile	e=15 cm e=20cm
Poteaux	Sous sol, RDC (60*60) cm ² 1, 2 étages (55*55) cm ² 3,4 étages (50*50) cm ² 5,6 étages (45*45) cm ² 7,8 étages (40*40) cm ²

Chapitre III
Etude des
éléments secondaires

Chapitre III) : calcul des éléments secondaires

Introduction : Les éléments secondaires sont des éléments porteurs qui ne font pas partie du système de contreventement, durant ce chapitre, le calcul va concerner les éléments suivants :

- ✓ les planchers
 - plancher à corps creux.
 - plancher à dalle pleine.
- ✓ L'acrotère.
- ✓ L'ascenseur.
- ✓ les escaliers.
- ✓ Poutre de chaînage

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, et ils doivent supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre + la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- ✓ Planchers à corps creux.
- ✓ Planchers à dalle pleine.

III .1. Planchers à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression prend appui sur des poutrelles. il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation $\leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

III.1.1. Etude des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

III.1.1.1. Méthodes de calcul

A) méthode forfaitaire : Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées

- 1) Plancher à une surcharge modérée $Q \leq \min (2G ; 5 \text{ kN/m}^2)$

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier : $0,8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

4) Fissuration peu nuisible.

Principe de la méthode forfaitaire

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

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

α : Le degré de surcharge du plancher

$$M_t + \left(\frac{Mg + Md}{2} \right) \geq \max (1,05M_0; (1 + 0,3\alpha) M_0) \quad \text{conditions 1}$$

$$M_t \geq \begin{cases} (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{Travée intermédiaire.} \\ (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} & \dots\dots\dots \text{Travée de rive.} \end{cases} \quad \text{Conditions 2}$$

On choisit le maximum entre deux conditions.

Avec

- M_t : moment maximal dans la travée considérée.
- M_0 : valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- Mg, Md : valeur absolue des moments sur les appuis de gauche et droite respectivement dans la travée considérée.

Moment sur appui

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91

Préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$.

- $M = -0,6 M_0$ appui intermédiaire pour une poutre à deux travées ;

- $M = -0,5 M_0$ appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées ;
- $M = -0,4 M_0$ les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Tel que $M_0 = \max (M_0^1, M_0^2)$

Evaluation de l'effort tranchant

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

1.15 V_0 si c'est une poutre à deux travées.

1.1 V_0 si c'est une poutre à plus de deux travées.

B) méthode de Caquot

La méthode de Caquot s'applique essentiellement aux plancher à surcharges élevée

$$Q > \min \begin{cases} 2G \\ 5KN/m^2 \end{cases}$$

Si une des trois conditions restantes n'est pas satisfaite → on applique la méthode de Caquot minorée, on remplace la charge permanent G par $G = 2/3G$ pour la calcul des moments au niveau des appuis seulement

❖ Calcul des moments

En appuis :

$$M_i = - \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g + L_d)}$$

$$\text{Tel que : } \begin{cases} L_g \text{ et } L_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$$

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

Moment en travée

$$M(X) = M_0(X) + Mg(1 - \frac{x}{l}) + Md(x/L) = (\frac{px}{2}) \times (L-X) + Mg(1 - \frac{x}{l}) + Md(\frac{x}{l})$$

$$X = \frac{L}{2} - \frac{Mg - Md}{P * L}$$

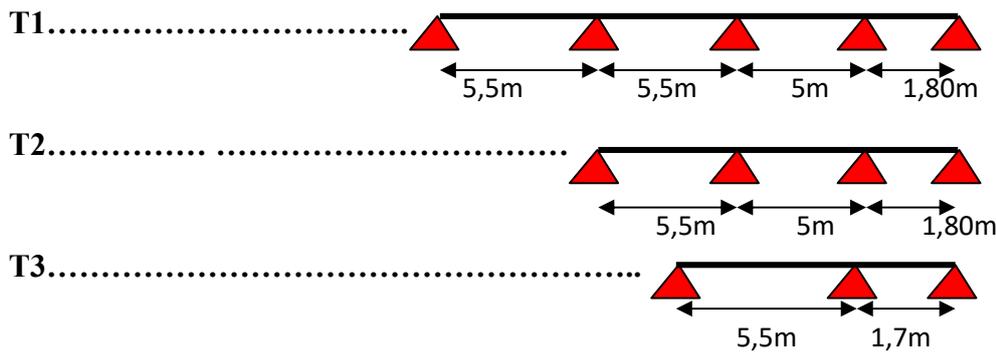
Evaluation de l'effort tranchant

Les efforts tranchants sont calculés par la méthode de RDM, au niveaux des appuis :

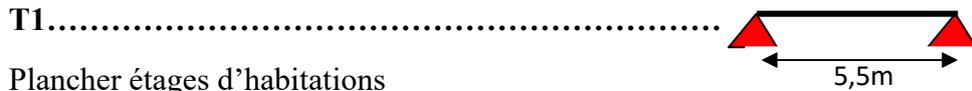
$$V = V_0 - \frac{Mg - Md}{L}$$

III.1.1.2. Les différents types de poutrelles

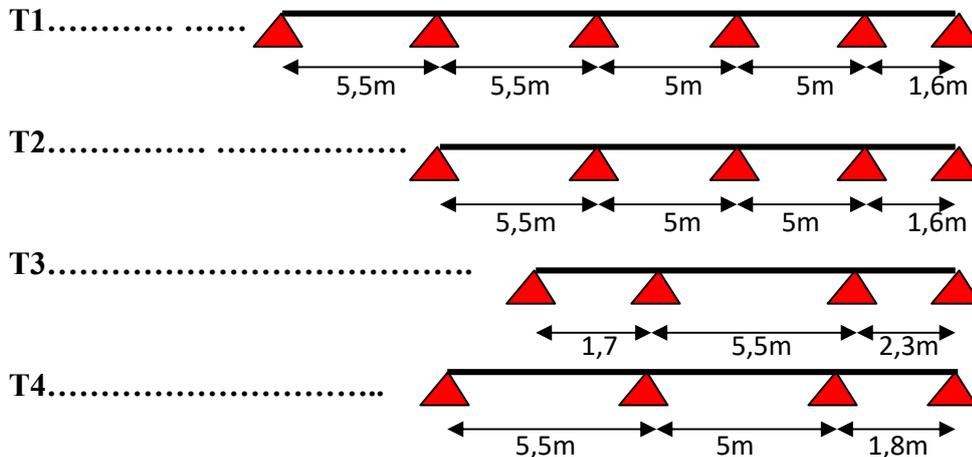
Plancher terrasse inaccessible



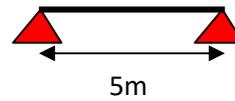
Plancher terrasse inaccessible (cage d'escalier)



Plancher étages d'habitations

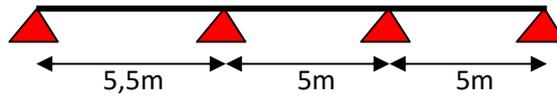


T5.....

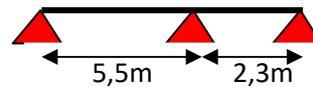


Plancher de sous-sol (usage commerciale)

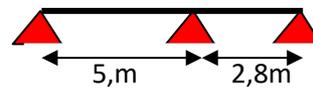
T1.....



T2.....



T3.....



III.1.1.3.Calcul des sollicitations

A l'ELU $q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow P_u = 0.65 * q_u$

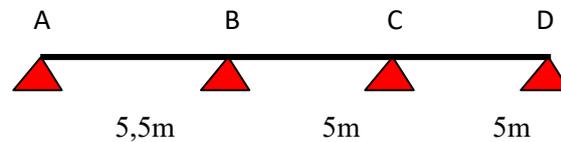
A l'ELS $q_s = G + Q \rightarrow P_s = 0.65 * q_s$

Tableau.III.1.1.Combinaisons d'action.

Désignation	G (KN/m ²)	Q(KN/m ²)	qu (KN/m ²)	qs(KN/m ²)	Pu (KN/ml)	Ps (KN/ml)
Terrasse Inaccessible	6,53	1	10,31	7,53	6,705	4,89
Plancher Etage Courante (habitation)	5,56	1,5	9,76	7,06	6,34	4,59
Plancher de sous-sol (commerciale)	5,56	5	15	10,56	9,75	6,86

Application de la méthode forfaitaire

Calcul de la poutrelle type 1 (usage commerciale)



- $q_u = 15 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ $P_u = 9,75 \text{ (KN/ml)}$
- $q_s = 10,56 \text{ (KN/m}^2\text{)}$ $P_s = 6,86 \text{ (KN/ml)}$

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- 1) $Q \leq \text{Min}(2 \times 5,56, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ Vérifié
- 2) $I = \text{constant}$ Vérifié
- 3) $L_i / l_{i+1} = 5,5/5 = 1,1$ compris entre 0,8 et 1,25..... Vérifié
- 4) F.P.N Vérifié

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées ; nous l'appliquons pour le calcul.

Calcul des moments isostatiques M_0 :

$$M_0 = \frac{P_u \cdot L^2}{8}$$

Travée A-B $M_0 = 36,86 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Travée B-C $M_0 = 30,47 \text{ KN} \cdot \text{m}$

Travée C-D $M_0 = 30,47 \text{ KN} \cdot \text{m}$

- Moments sur les appuis

$M_{A0} = M_{D0} = 0$ mais selon BAEL91 $M_{A0} = M_{D0} = -0,15 M_0 = -0,15 \cdot 36,86 = -5,53 \text{ kn} \cdot \text{m}$

$M_{B0} = -0,5 \cdot 36,86 = -18,43 \text{ kn} \cdot \text{m}$ $M_{C0} = -0,5 \cdot 30,47 = -15,23 \text{ kn} \cdot \text{m}$

- Les moments en travées

Travée AB

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{5}{5+5,56} = 0,47$$

$$(1+0,3 \alpha) = 1+0,3 \cdot 0,473 = 1,14$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,67$$

$$M_{t2} \geq 0,67 \cdot 36,86 \rightarrow M_{t2} \geq 24,7 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_{t1} + \frac{0+18,43}{2} \geq 1,14 \cdot 36,86 \rightarrow M_{t1} = 32,80 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

$$M_t \text{ (AB)} = \max(20,41, 34,73) = 30,73 \text{ kn} \cdot \text{m}$$

- Travée BC
Mt (AB) = max(17,97 , 17,41) = 17,97 kn*m
- Travée CD
Mt (CD) = max(27,19 , 20,45) = 27,19 kn*m

Les efforts tranchants

$$V_0 = Pu \cdot li / 2$$

- Travée AB

$$V_A = 9,75 \cdot 5,5 / 2 = 26,82 \text{ KN}$$

$$V_B = -9,75 \cdot 5,5 \cdot 1,1 / 2 = -29,51 \text{ KN}$$

- Travée BC

$$V_B = 26,82 \text{ KN}$$

$$V_C = -26,82 \text{ KN}$$

- Travée CD

$$V_C = 26,82 \text{ KN}$$

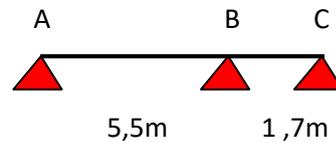
$$V_D = -24,38 \text{ KN}$$

Tableau.III.1.1. Les résultats des calculs pour le type 1 a l'ELU et a l'ELS

Travées	ELU			ELS	
	Mt(KN.M)	Ma(KN.M)	V(KN)	Mt(KN .M)	Ma(KN.M)
AB	32,8	0	26,82	23,14	0
		-18,44	-29,5		-12,97
BC	17,97	-18,44	-26,82	12,64	-12,97
		-15,24	-26,82		-10,72
CD	27,19	-15,24	26,82	19,12	-10,72
		0	-24,38		0

Application de la méthode Caquot

- Calcul de la poutrelle type 3 (Terrasse inaccessible)



- Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

1) $Q \leq \text{Min}(2 \times 5.56, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ Vérifié

2) $I = \text{constant}$ Vérifié

3) $l_i / l_{i+1} = 5,5/1,7 = 3,23$ non compris entre 0.8 et 1.25..... Non Vérifié

4) F.P.N Vérifié

La 3^{em} condition non vérifiée donc on applique la méthode de Caquot

- $q_u = 10,31 \text{ (KN/m}^2)$ $P_u = 6,705 \text{ (KN/ml)}$
- $q_s = 7,53 \text{ (KN/m}^2)$ $P_s = 4,89 \text{ (KN/ml)}$
- $G' = 2 / 3 * G$
- $q_{u'} = 7,372 \text{ (KN/m}^2)$ $P_{u'} = 4,795 \text{ (KN/ml)}$
- $q_{s'} = 7,53 \text{ (KN/m}^2)$ $P_{s'} = 3,48 \text{ (KN/ml)}$ } Pour calculer les moments aux appuis

Le moment aux appuis :

- Appuis A, C

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } M_A = M_C = -0,15 * \max(M^1_0, M^2_0) = 2,66 \text{ KN*m} \\ \text{ELS : } M_A = M_C = -0,15 * \max(M^1_0, M^2_0) = 1,97 \text{ KN*m} \end{array} \right.$$

- Appuis B

$$\text{ELU : } M_b = \frac{qg \times l' d^3 + qd \times l' d^3}{8,5 \times (l' g + l' d)} = \frac{(4,795 \times 5,5^3 + 4,795 \times 1,7^3)}{8,5 \times (5,5 + 1,7)} = -13,41 \text{ kn.m}$$

$$\text{ELS : } M_b = \frac{qg \times l' d^3 + qd \times l' d^3}{8,5 \times (l' g + l' d)} = \frac{(3,48 \times 5,5^3 + 3,48 \times 1,7^3)}{8,5 \times (5,5 + 1,7)} = -9,74 \text{ kn.m}$$

Moment en travée

- Travée AB

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

$$M_t(x) = (p_u * x/2) * (L - x) + M_B(x/L)$$

$$X = \frac{L1}{2} + \frac{MB}{PU*L1} = \frac{5,5}{2} + \frac{(-13,42)}{6,705*5,5} = 2,386 \text{ m}$$

$$Mt = \left(6,705 \times \frac{2,386}{2}\right) \times (5,5 - 2,386) - 13,42 \left(\frac{2,386}{5,5}\right) = 19,087 \text{ kn.m}$$

- Travée BC

$$X = 2,027 \text{ m}$$

$$Mt(x) = 0,359 \text{ KN*m}$$

Evaluation de l'effort tranchant

$$V = V_0 - \frac{Mg - Md}{L}$$

- Travée AB

$$V_A = Pu * L1 / 2 - \frac{MA - MB}{L} = 6,705 * 5,5 / 2 - \left(\frac{-13,42}{5,5}\right) = 15,999 \text{ KN}$$

$$V_B = -20,879 \text{ KN}$$

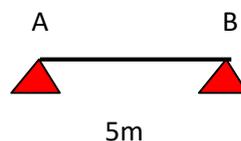
- Travée BC

$$V_B = 13,593 \text{ KN}$$

$$V_C = 2,195 \text{ KN}$$

Application de la méthode de RDM (type isostatique)

- Calcul de la poutrelle type 5 (étage courante)



-	$qu = 9,76 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$Pu = 6,34 \text{ (KN/ml)}$
-	$qs = 7,06 \text{ (KN/m}^2\text{)}$	$Ps = 4,59 \text{ (KN/ml)}$

Le moment aux appuis :

Appuis A,C

$$\text{ELU : } M_A = M_B = -0,15 * M_0 = -2,97 \text{ KN*m}$$

$$\text{ELS} : M_A = M_B = -0,15 * M_0 = -1,97 \text{ KN} * \text{m}$$

Moment en travée

$$\text{ELU} : M_{tu} = P_u * l^2 / 8 = 6,34 * 5^2 / 8 = 19,81 \text{ KN} * \text{m}$$

$$\text{ELS} : M_{ts} = P_s * l^2 / 8 = 4,59 * 5^2 / 8 = 14,34 \text{ KN} * \text{m}$$

Evaluation de l'effort tranchant

$$V_A = P_u * L / 2 = 6,34 * 5 / 2 = 15,85 \text{ KN}$$

$$V_A = -P_u * L / 2 = -6,34 * 5 / 2 = -15,85 \text{ KN}$$

Tableau.III.1.2. Les résultats des calculs pour tous les étages a l'ELU et a l'ELS

Plancher	Types de poutrelles	ELU			ELS			
		M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)		V^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	
			Rive	Inter			Rive	Inter
Sous-sol (commerciale)	Type1	32,9	-5,53	-18,44	29,51	23,14	-3,89	-12,97
	Type2	26,75	-5,53	-21,88	30,803	18,894	-3,22	-15,23
	Type3	22,139	-4,57	-18	27,98	15,634	-3,22	-12,54
Courant (habitation)	Type1	17,447	-3,58	-14	16,666	12,663	-2,6	-10,11
	Type2	17,723	-3,58	-13,45	19,884	12,861	-2,6	-9,454
	Type3	15,85	-0,34	-8,19	17,462	11,52	-0,24	-5,88
	Type4	17,72	-3,58	-13,45	19,88	12,86	-2,6	-9,65
	Type5	19,81	-2,97	0	15,85	14,34	-2,15	0
Terrasse inaccessible	Type1	18,69	-3,8	-14,33	21	13,67	-2,77	-10,4
	Type2	18,97	-3,8	-13,68	20,93	13,88	-2,77	-9,93
	Type3	19	-3,8	-13,48	20,886	13,96	-2,55	-9,74
Plancher de cage d'escalier	Type1	26,62	-3,99	0	18,44	19,41	-2,77	0

Tableau .III.1.4. Les sollicitations max dans les différentes types des poutrelles a l'ELU et a l'ELS

Plancher	ELU				ELS		
	M_t^{\max} (KN.m)	M_{ar}^{\max} (KN.m)	M_{at}^{\max} (KN .m)	V_{\max} (KN.m)	(KN .m) M_{tma}	M_{ar}^{\max} (KN.m)	M_{at}^{\max} (KN.m)
Sous-sol (commercial)	32,9	-5,53	-21,88	30,8	18,89	-3 ,89	-15,23
Courante (habitation)	19,81	-3,58	-14	19,88	14,34	-2,6	-10,11
Terrasse incc	19	-3,8	-14,33	21	13,96	-2,77	-10,4
Cage d'escalier	26,62	-3,99	0	18,44	19,41	-2,77	0

III .1.1.4.Ferrailage des poutrelles

- Exemple de calcul étage courant

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple avec les sollicitations maximales

$$M_{\max} = 19,81 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{\text{ante}} = -14 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$V_{\max} = 19,88 \text{ KN}$$

- Les armatures longitudinales

❖ En travée

$$M_u = 0,01981 \text{ MN}\cdot\text{m}$$

Moment équilibré par la table M_{tu}

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

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

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

$$M_{tu} = 14,2 * 0,65 * 0,04 * (0,22 - \frac{0,04}{2}) = 0,07384 \text{ Mn.m}$$

$M_u \leq M_{tu}$ On calcule une section rectangulaire (0,65×0,24) m

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,01981}{0,65 \times 0,22^2 \times 14,20} = 0,044$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{pivot A : } \varepsilon_{st} = 10\text{‰} \rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_1 \times (1 - 0,4 \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = 0,668 \quad \mu_l = 0,392$$

$$\mu_{bu} < \alpha_1 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,056$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,22(1 - 0,4 \times 0,056) = 0,215 \text{ m.}$$

$$A = \frac{Mu}{z * f_{st}} = \frac{0,01981}{0,22 * 348} = 2,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 0,65 \times 0,22 \times 2,1) / 400 = 1,726 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{min} \rightarrow \text{on prend : } A = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2,7 \text{ cm}^2$$

- Appuis intermédiaires

$$M_{tmax} = -0,014 \text{ MN}$$

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 * h$).

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{0,014}{0,12 \times 0,22^2 \times 14,22} = 0,169$$

$$\mu_{bu} > 0,186$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0,232$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,22(1 - 0,4 \times 0,232) = 0,199 \text{ m.}$$

$$A = \frac{Ma}{z * f_{st}} = \frac{0,014}{0,22 * 348} = 1,83 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = (0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 0,12 \times 0,22 \times 2,1) / 400 = 0,318 \text{ cm}^2$$

$$A > A_{min} \rightarrow \text{on prend : } A = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 1,92 \text{ cm}^2$$

- Appuis de rive :(calcul forfaitaire).

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ap.int} \rightarrow A_{ap.int} \\ M_{ap.rive} \rightarrow A_{ap.rive} \end{array} \right\} \rightarrow A_{ap.rive} = \frac{M_{ap.rive} \times A_{ap.int}}{M_{ap.int}} = \frac{2,6 \times 10^{-3} \times 1,83 \times 10^{-4}}{14 \times 10^{-3}} = 0,339 \text{ cm}^2.$$

$$\text{On choisit } A_{ap.rive} = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2.$$

- On choisi un étrier $\Phi 6$ $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$ Choix des armatures transversales

- Calcul de l'espacement S_t

$$St1 \leq \min(0,9d, 40\text{cm}) = \min(0,9 \cdot 22, 40\text{cm}) = 19,80 \text{ cm}$$

$$St2 \leq \frac{At \cdot fe}{0,4 \cdot b_0} = 47,5 \text{ cm}$$

$$St3 \leq At \cdot \frac{0,8 \cdot fe(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0,3K \cdot f_{c28})}$$

K=1 Flexion simple, ou Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites.)

D'où $St3 \leq 66,06 \text{ cm}$

Donc $St \leq \min(St1, St2, St3) = 19,44 \text{ cm}$

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

III.1.1.5. Vérifications à ELU

1) Vérification au cisaillement

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{0,01988}{0,12 \cdot 0,22} = 0,7530 \text{ Mpa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\tau_{bu}^- = \min[0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPA}$$

$\tau_{bu} < \tau_{bu}^-$ pas le risque de cisaillement

Commentaire : pas le risque de cisaillement

2) Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table – nervure

$$\tau_u = \frac{b_1 \cdot V_u}{0,9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} \text{ avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0,265 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{0,265 \cdot 0,01988}{0,9 \cdot 0,22 \cdot 0,65 \cdot 0,04} = 1,02 \text{ MPA} \leq 3,33 \text{ MPA}$$

Commentaire : Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

3) Vitrification de l'effort tranchant dans le béton

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0,8 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 \cdot V_u}{a \cdot b_0} \end{array} \right. \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0,267 a b_0 f_{c28}}$$

$$a = \min[0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}]$$

$$\underline{\text{A.N.}} : a = \min[19,8 \text{ cm}, 26 \text{ cm}] = 19,8 \text{ cm.}$$

$$V_u = 13,33 \text{ KN} \leq 158,598 \text{ KN}$$

Commentaire : pas de risque de l'effort tranchant sur le béton

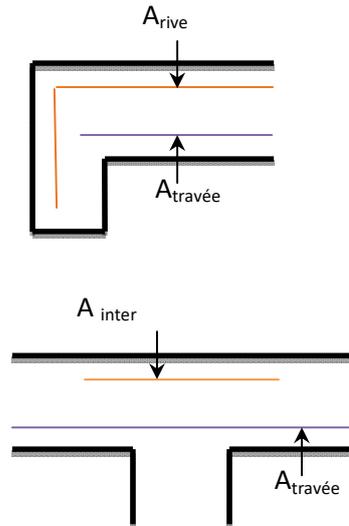
4) Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant :

- Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{max}$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2,7 + 0,79 = 3,49cm^2.$$

$$A_l = 3,49 cm^2 \geq \frac{1,15}{400} * 19,88 * 10^{-3} = 0,57cm^2$$



- Appuis intermédiaires

Aucune vérification à fire au niveau de l'appuis intermédiaire , car, l'effort tranchant est negligible devant l'effet du moment.

Commentaire : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.

III.1.1.6.Vérification à l'ELS

1) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

2) Etat limite de compression du béton.

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc}^- = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa. ; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \text{ (MPa)}$$

- En travée

$$M_{ser}=14,34 \text{ KN.m} ; A=2,7cm^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \dots \dots \dots BAEL 91(L.III.3)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times (0,22 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = -2,09 \times 10^{-4} cm^3 < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera en section en Te.

Calcul de y :

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

$$0,6 \times y^2 + [(0,65 - 0,12) \times 0,04 + 15 \times 2,7 \times 10^{-4}] \times y - [(0,65 - 0,12) \times \frac{0,04^2}{2} + 15 \times 2,7 \times 10^{-4} \times 0,22] = 0$$

$$\Rightarrow y = 4,68 cm$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{65 \times (4,68)^3}{3} - \frac{(65 - 12)}{3} \times (4,68 - 4)^3 + 15 \times 2,7 \times (22 - 4,68)^2 \Rightarrow I = 14364,63 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{14,34}{14364,63} \times 4,68 \times 10^3 \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,671 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition}$$

vérifiée

• En appuis

▪ Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -10,11 \text{ KN.m} ; A = 1,92 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 1,92 \times 10^{-4} \times (0,22 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = 1,6 \times 10^{-6} \text{ cm}^3 > 0$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3,994 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 10718 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 3,875 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

▪ Appuis de rive

$$M_{ser} = -2,6 \text{ KN.m} ; A = 0,79 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0,65 \times 0,04^2}{2} - 15 \times 0,79 \times 10^{-4} \times (0,22 - 0,04)$$

$\Rightarrow H = \text{cm}^3$ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera en section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2,842 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A (d - y)^2 \Rightarrow I = 4874,1 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{2,6 \times 3,99 \times 10^3}{10718} = 1,51 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

3) Etat limite de déformation (Vérification de la flèche)

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient

$$\text{nécessaire : } \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_c} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{24}{550} = 0,0436 < \frac{1}{16} = 0,0625$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit : $\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij}$

Avec : f_{gv} et f_{gi} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

Pour une portée Supérieur à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0,5 = \frac{550}{1000} + 0,5 = 1,05cm$

• Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{jser} = 0.65 \times 3,2 = 2,08KN / m$$

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

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5,56 = 3,614KN / m$$

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

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65(5,56 + 1,5) = 4,589KN / m$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.08 \times 5,5^2}{8} = 5,898KN.m$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3,614 \times 5,5^2}{8} = 10,24KN.m$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.589 \times 5,5^2}{8} = 13.014KN.m$$

• Propriété de la section

Position de l'axe neutre

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b-b_0)h_0 + n(A+A')} \Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{24^2}{2} + (65-12) \frac{4^2}{2} + 15(2.7 \times 22)}{12 \times 24 + (65-12)4 + 40,5}$$

$$\Rightarrow y_G = 2,496 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie de la section homogène I_0

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b-b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - y_G)^2 + 15 A_{sc} (y_G - d')^2$$

$I_0 = 41082,83 \text{ cm}^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier+béton))

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.7}{12 \times 22} = 0.0102$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \frac{12}{65}) \times 0.0102} = 4.03 \text{ déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 4.03 = 1.610 \text{ Coefficient de déformation différée.}$$

Constraints (σ_s):

$$y = 4.68 \text{ cm}; \quad I_0 = 41082,83 \text{ cm}^4; \quad I = 14364.63 \text{ cm}^4; \quad A_s = 2.7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.89 \times (0.22 - 0.0468)}{14364.63} 10^5 = 106,52 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{10.24 \times (0.22 - 0.0468)}{14364.63} 10^5 = 185,201 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{13.014 \times (0.22 - 0.0468)}{14364.63} 10^5 = 235,37 \text{ Mpa}$$

Inerties fictives (If) :

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

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

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0102 \times 106,52 + 2,1} = 0,429$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0102 \times 185,201 + 2,1} = 0,619$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0102 \times 235,37 + 2,1} = 0,685$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 0,0003172 \text{ m}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 0,00024835 m^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 0,0002308 m^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 0,00043446 m^4$$

é

Evaluation des flèches

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

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = \frac{5,89 \times 5,5^2}{10 \times 32456,59 \times 0,000317244} 10^{-3} = 0,001748718 m$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = \frac{10,24 \times 5,5^2}{10 \times 32456,59 \times 0,00024835} 10^{-3} = 0,00388127 m$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = \frac{13,011 \times 5,5^2}{10 \times 32456,59 \times 0,0002308} 10^{-3} = 0,0053030 m$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = \frac{10,24 \times 5,5^2}{10 \times 10818,87 \times 0,00043446} 10^{-3} = 0,006655 m$$

La flèche totale Δf

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

$$= (0,006655 - 0,001748718 + 0,005303 - 0,00388127) = 0,0063 m$$

$\Delta f = 0,63 cm \leq f_{adm} = 1,05 cm$ Donc la condition de flèche est vérifiée.

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait

Tableau III.1.5. Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	M^{\max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
Plancher sous-sol	Travée	32,9	0,0736	0,0957	21,1	4,46	1,72	4HA12=4,52
	Appuis riv	-5,33	0,119	0,015	21,86	0,70	0,318	1HA10=0,79
	Appuis int	-21,88	0,0489	0,0626	21,44	2,93	0,318	1HA14+1HA12 +1HA10=3,46
Terrasse incc	Travée	19,	0,0425	0,0543	21,52	2,53	1,72	2HA10+1HA12 =2,7
	Appuis riv	-3,8	0,0085	0,0106	21,9	0,49	0.318	1HA10=0,79
	Appuis int	-14,33	0,0320	0,047	21,64	1,9	0.318	1HA12+1HA10 =1,92
Cage d'escalier	Travée	26,62	0,0595	0,0768	21,32	3,58	1,72	2HA12+1HA14 = 3,8
	Appuis riv	-3,99	0,0089	0,0112	21,90	0,52	0.318	1HA10=0,79
Courante (habitation)	Travée	19,81	0,044	0,056	0,215	2,59	1,72	1HA12+2HA10 =2,7
	Appuis riv	/	/	/	/	0,33 9	0,318	1HA10=0,79
	Appuis int	-14	0,169	0,232	0,199	1,83	0,318	1HA12+1HA10 =1,92

Tableau .III .1 .6. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis	Jonction table-nervure
			Rive	
	$V_u \leq 0,267ab_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$\frac{V_u b_1}{0,9 \times dbh_0} \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse inaccessible	21 < 158,598	0,795 < 3,33	3,49 > 0,603	1,081 < 3,33
Plancher de sou-sol	30,8 < 158,598	1,16 < 3,33	5,31 > 0,885	1,58 < 3,33
Plancher de la cage d'escalier	18,44 < 158,598	0,698 < 3,33	4,59 > 0,530	0,942 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau .III.1.7. Vérifications des contraintes à ELS.

Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Vérification
Terrasse inaccessible	Travée	13,96	2,7	4,68	14365	4,554	15	vérifiée
	Appuis riv	-2,77	0,79	2,84	4874,1	1,615	15	vérifiée
	Appuis int	-10,4	2,26	4,30	12343	3,627	15	vérifiée
Sous-sol	Travée	-18,89	4,52	6,05	21894	5,227	15	vérifiée
	Appuis riv	-3,89	0,79	2,84	4874,1	2,268	15	vérifiée
	Appuis int	-15,23	3,08	4,998	16042	4,744	15	vérifiée
Cage d'escalier	Travée	19,41	3,8	5,550	19053	5,651	15	vérifiée
	Appuis riv	-2,77	0,79	2,84	4874,1	1,615	15	vérifiée

Tableau. III.1.8. Vérification des états limitent de déformation

Plancher	Terrasse inaccessible	Plancher sous-sol	Plancher de la cage d'escalier
Δf (cm)	0,731	0,706	0,608
f_{adm} (cm)	1,05	1,05	1,05

La flèche est vérifiée, le ferrailage est satisfait.

III.1.2. Etude de la dalle de compression

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_c=500\text{Mpa}$.

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèle aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : $4 \Phi 5/\text{ml}=0,79$ armatures perpendiculaires aux poutrelles

Avec : $S_t=20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ vérifiée.

$4 \Phi /\text{ml}=0,79$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow S_t=20\text{cm} < 30\text{cm}$.

D'où on opte : un treillis soudé $TS \Phi 5 (20 \times 20)$

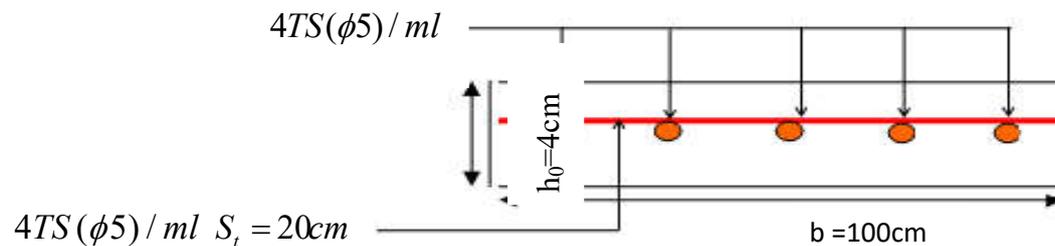
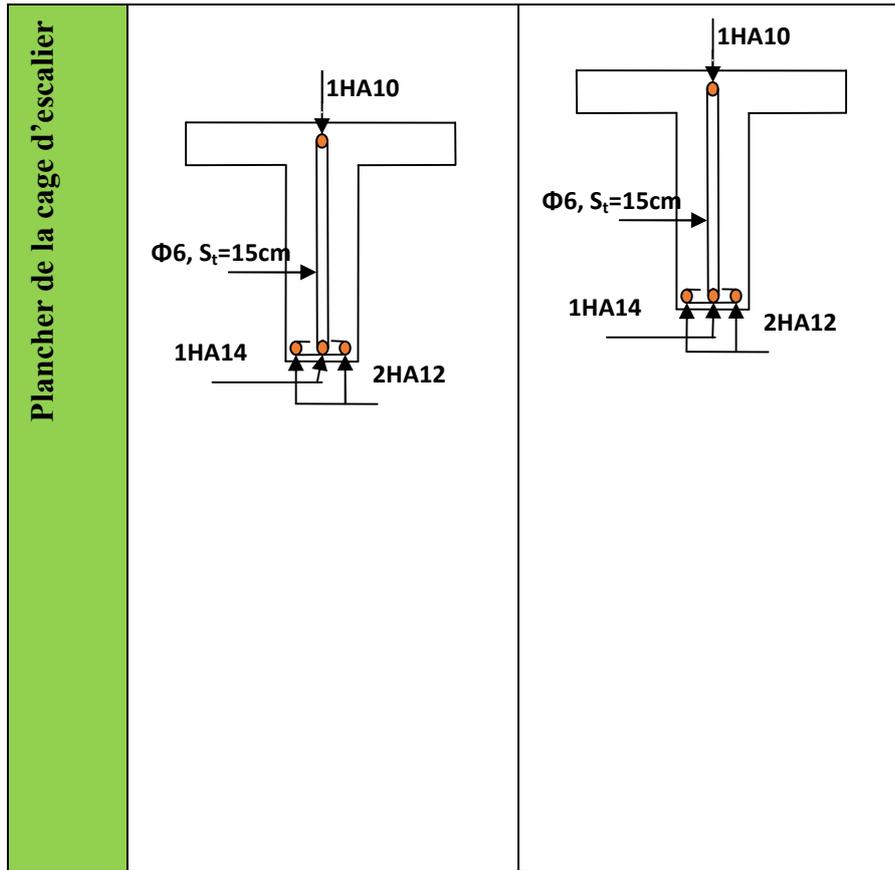


Figure III.1. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

Tableau III.1.9.les schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Etage courant			
Plancher de sous-sol			



III.2. Etude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

III.2.1. Dalle sur 04 appuis (usages d'habitation)

$L_x = 4.6m$ $L_y = 5,22 m$

(dalle sur 4 appuis, $\rho = 0.881 > 0.4$)(étages courantes)

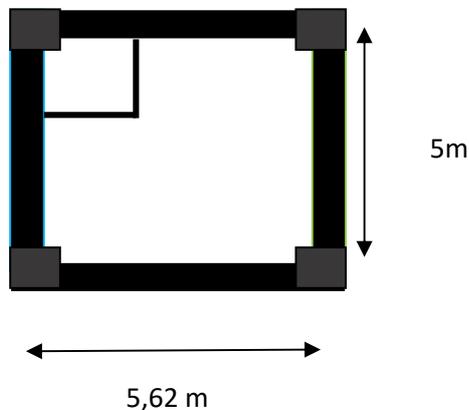


Figure III.2. Schéma D'une dalle sur 4 appuis

La dalle travaille dans les deux sens

➤ **Calcul des sollicitations**

▪ **A l'ELU**

On a : $G = 6.06 \text{KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{KN/m}^2$.

$$q_u = (1.35 \times 6.06 + 1.5 \times 1,5) = 10,431 \text{ KN/m}$$

A l'ELS : $q_s = (6.06 + 1,5) = 7,56 \text{KN/m}$

$$\rho = 0,88 \quad \Rightarrow \mu_x = 0,0476 \quad , \quad \mu_y = 0,7438$$

Calcul de M_{x0} et M_{y0} :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 = 0,0476 \cdot 10,431 \cdot 4,6^2 = 10,50 \text{ kn/m} \\ M_0^y = \mu_y \cdot M_0^x = 0,7438 \cdot 10,50 = 7,81 \text{ kn/m} \end{cases}$$

- **Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :**
- **En travée :**

$$\begin{cases} M_u^x = 0,85 M_0^x = 8,925 \text{ kn/m} \\ M_u^y = 0,85 M_0^y = 6,638 \text{ kn/m} \end{cases}$$

En appuis :

$$M_u^x = M_u^y = -0,5 M_{0u} = 5,25 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

- **Ferraillage**

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section $(b \cdot e) = (100 \cdot 14) \text{ cm}^2$

En travée

- **Sens x-x**

$$\mu_{bu} = \frac{M^x}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,00892 / 1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2 = 0,0436 \quad \mu_l = 0,39 \quad \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,0557$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) = 0,12(1 - 0,4 \cdot 0,0436) = 0,117 \text{ m.}$$

$$A = \frac{M^x}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,00892}{0,117 \cdot 348} = 2,19 \text{ cm}^2$$

On choisit **4HA10 = 3,14 cm²**

- **Sens y-y**

$$\mu_{bu} = \frac{M_y}{b \cdot d_y^2 \cdot f_{bu}} = 0,00663 / 1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2 = 0,032 \quad \mu_l = 0,39 \quad \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0,0407$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.12(1 - 0.4 \times 0.045) = 0.118 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_y}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,00656}{0,118 \cdot 348} = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^x}{b d^2 f_{bu}} = 0,00525/1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,2 = 0,0256 \quad \mu_l = 0,39 \quad \mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu_{bu}}) = 0.0324$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.12(1 - 0.4 \times 0.0324) = 0.118 \text{ m}$$

$$A = \frac{M^x}{z \cdot f_{st}} = \frac{0,00525}{0,118 \cdot 348} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

- **Vérification condition non fragilité**

Sens x-x

$$\text{Pour } h \geq 14 \text{ cm et } \rho = 0,88$$

$$A_{min} = b \cdot e \cdot \rho_0(3 - \rho)/2 \quad \text{avec } \rho_0 = 0,0008(\text{fe } 400 \text{ MPA})$$

$$A_{min} = 1,187 \text{ cm}^2$$

$A_{clc} > A_{min}$Condition vérifier

- Sense y-y

$$A_{min} = b \cdot e \cdot \rho_0 = 1,12 \text{ cm}^2$$

$A_{clc} > A_{min}$Condition vérifier

- **Calcul de l'espacement**

La fissuration est nuisible.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x: } S_t = (100/4) = 25 \text{ cm.} \\ \text{Sens y-y: } S_t = (100/4) = 25 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Vérification au cisaillement**

$$\bar{\tau} = 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPA}$$

$$\tau = V_{max} / b \cdot d$$

$$V_{max} = q_u \cdot l_x \cdot l_y^2 / 2 \cdot (l_x^4 + l_y^4) = 14.96 \text{ KN}$$

$$\tau = 0,124 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 1,167 \text{ MPA} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

(Les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

❖ Calcul à L'ELS

Tableau.III.2.1. Les résultats des sollicitations à L'ELS de dalles sur 4 appuis

		ν	μ	M0(KN*m)	Mt (KN*m)	Ma (KN*m)
Sens x-x	0,88	0,2	0,0546	8,73	7,42	4,36
Sens y-y			0,8216	7,17	6,09	3,58

• Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = M_{ser} * y / I \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$b * y^2 / 2 + 15 * A * y - 15 * A * d = 0$$

$$I = b * y^3 / 3 + 15 * A * (d - y)^2$$

{ Selon Lx : $y=0,042$; $I=0,00009676m^4$ $\sigma_{bc}=3,26 < 15MPa$ Condition vérifiée
 { Selon Ly : $y=0,028$; $I=0,00005657 m^4$ $\sigma_{bc}=3,46 < 15MPa$Condition vérifiée

• Etat limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Sens (xx)

- $e/Lx=0,14/4.6=0,0304 < 1/16=0,0625$Condition non vérifiée.

➤ Sens (yy)

- $e/Ly=0,14/4.6=0,0268 < 1/16=0,0625$Condition non vérifiée.

⇒ Donc on doit faire une vérification de la flèche dans les deux sens.

III.2.2.Evaluation de la flèche dans la dalle.

Sens	L(m)	Mjser(KN*m)	Mgser(KN*m)	Mpser(KN*m)	Δf (cm)	fadm(cm)
x-x	4,6	3,437	5,951	7,424	0,631	0,92
y-y	5,22	2,823	4,889	6,099	0,573	1,022

Schémas de ferrailage

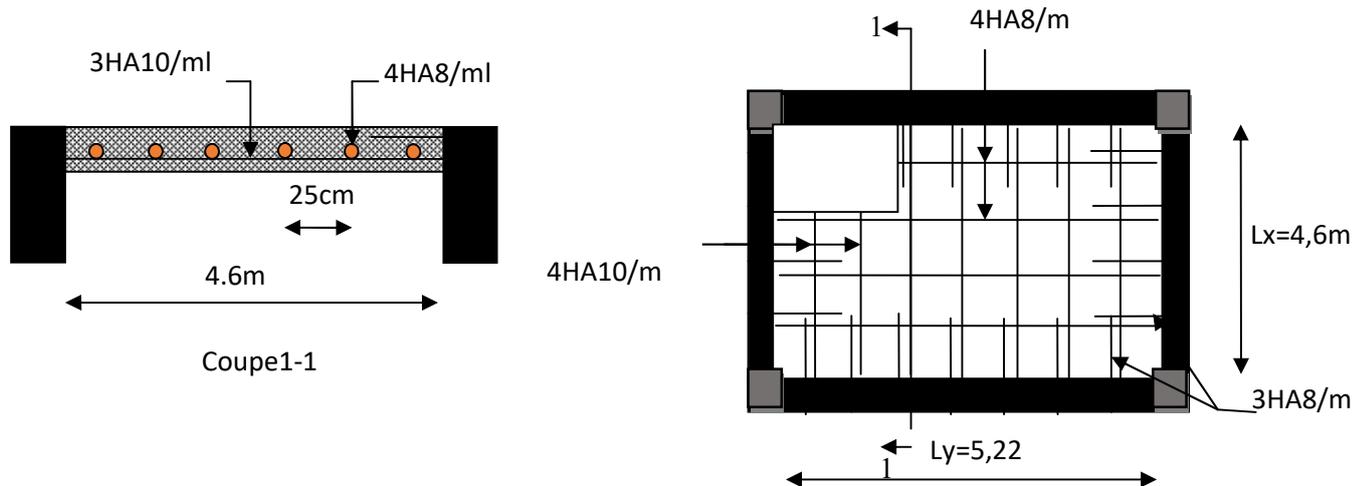


Figure III.3. Schéma de ferrailages de dalle sur 4 appuis d'étages courante.

III.2 .2 .Dalle sur 2 appuis (balcon d'étage courant)

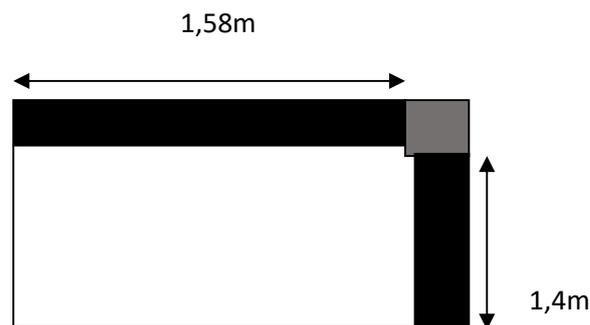


Figure III.4. dalle sur 2 appuis

Evaluation de la charge

$$G = 4,43 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} qu = (1,35 \times 4,43 + 1,5 \times 3,5) = 11,23 \text{ KN/m} \\ qs = (4,43 + 3,5) = 7,93 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \rho = Lx/Ly = 1,4/1,58 = 0,89 > 0,4 \text{ la dalle travaille suivant deux sens.}$$

- **Calcul de la section d'armatures**

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant

III.2.3. Les résultants de ferrailage pour la dalle sur 2 appuis

Type de Dalle	Sens	M(KN*m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Acal	Amin (cm ²)	Aadop	St (cm)
Travée	x-x	0,871	0.00425	0,00533	0,119	0,2103	1,181	4HA8 =2,01	25
	y-y	0,664	0.0032	0,0040	0,119	0,1603	1,12	4HA8 =2,01	25
Appuis	x-x y-y	0,5125	0.00250	0,00313	0,12	0,122	1,181	4HA8 =2,01	25

- **Vérification de l'effort tranchant**

Tableau .III.2.4.Vérification de l'effort tranchant.

Vu (KN)	τ_u (MPa)	$0,07f_c28/\gamma_b$	Observation
4.86	0,0405	1,16	Vérifiées

A L'ELS

Le calcul des moments est mené de la même manière, les résultats des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous

Tableau .III.2.5.Sollicitation a e L'ELS.

Sens		ELS	
		M0 (KN/m)	M (KN/m)
Travée	x-x	0,83	0,70
	y-y	0,69	0,589
Appuis	yy x-x	0.83	0,415

- **Vérification des contraintes**

Tableau .III.2.6 .Vérification des contraintes dans béton.

Sens		Mser(KN*m)	Y(m)	I (m4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Travée	x-x	0.70	0,032	0,0000565	0 ,40	15	Vérifiée

	y-y	0,589	0,032	0,0000565	0,33	15	Vérifiée
Appui	x-x	0,415	0,032	0,0000565	0,23	15	Vérifiée
	YY	0,348	0,032	0,0000226	0,49	15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ **Sens (xx)**

- $e/L_x = 0,14/1,4 = 0,1 \geq 1/16 = 0,0625$Condition vérifiée.
- $h/L_x = 0,1 \geq M_t/10 \cdot M_0 = 0,085$Condition vérifiée.
- $A/b \cdot d = 5,36 \cdot 10^{-4} \leq 4,2/f_e = 0,0105$ Condition vérifiée.

➤ **Sens (yy)**

- $e/L_y = 0,14/1,58 = 0,088 \geq 1/16 = 0,0625$Condition vérifiée.
- $h/L_y = 0,088 \leq M_t/10 \cdot M_0 = 0,117$Condition non vérifiée.

⇒ Donc on doit faire une vérification de la flèche dans le sens (yy) seulement .

Tableau .III.2.7. Evaluation de la flèche dans la dalle.

Sens	L(m)	M _{js} (KN*m)	M _{gs} (KN*m)	M _{ps} (KN*m)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
y-y	1,58	0,92	1,17	2,10	0,0104	0,316

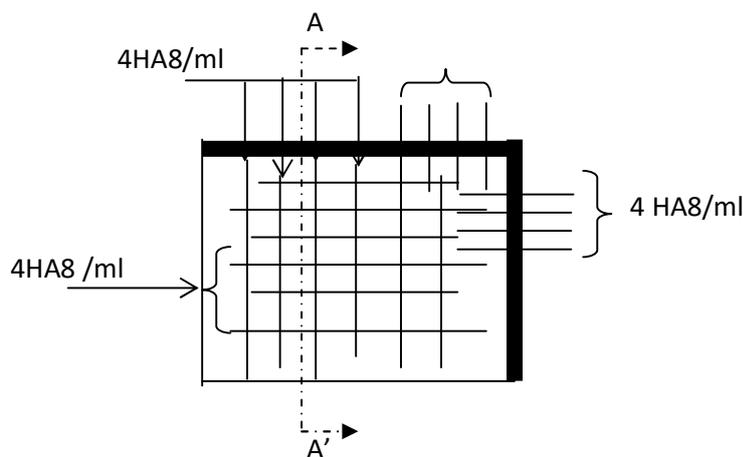


Fig. III.5. Schéma de ferrailage d'un balcon sur 2 appuis.

4HA8 /m

III .2.3.dalle sur trois appuis (terrass Inc. +étages courante)

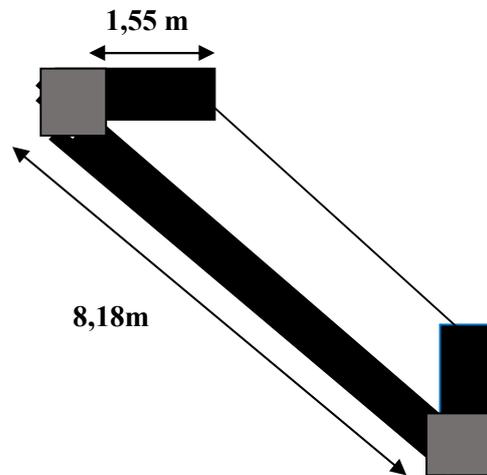


Figure III.6.Schéma d'une dalle sur 3 appuis

Il s'agit de panneau de dalle qui repose sur 3 appuis

$$L_x=1.55\text{m} \quad L_y= 8.18\text{m}$$

$$\rho = 1.55/8.18 = 0.19 < 0.4 \quad \text{donc la dalle travaille dans un seul sens (Console)}$$

- **Evaluation des charges :**
Terrasse inaccessible

$$\left\{ \begin{array}{l} G=6.83\text{kn/m}^2; \\ Q=1 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right.$$

pu

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } qu=1.35G+1.5Q=10.72 \text{ kn/ml} \\ \text{ELS: } qs=G+Q=7.83\text{Kn /ml} \end{array} \right.$$

Etages courante

$$\left\{ \begin{array}{l} G=6.06\text{kn/m}^2; \\ Q=1,5 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right.$$

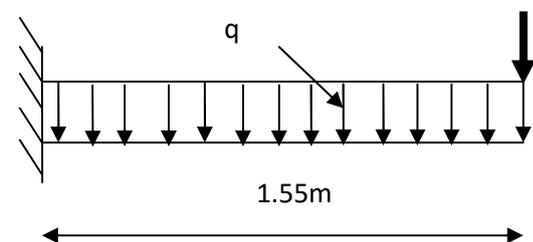


Fig.III.7: schéma statique de la console

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } qu=1.35G+1.5Q=10.43 \text{ kn/ml} \\ \text{ELS: } qs=G+Q=7.56\text{Kn /ml} \end{array} \right.$$

Remarque : la charge de terrasse est très proche de celle de plancher courante donc on calcule avec la plus défavorable (charges de plancher terras)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } qu=1.35G+1.5Q=10.72 \text{ kn/ml} \\ \text{ELS: } qs=G+Q=7.83 \text{ Kn/ml} \\ Pu=1,80 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Donc après calcul d'une console on trouve :

$$M_u = -\frac{qu \times x^2}{2} - Pu * X = -21,17 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -\frac{qs \times x^2}{2} - ps * X = -2.315 \text{ KN.m}$$

$$V_u = -qu \times x - pu = -21,17 \text{ KN}$$

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

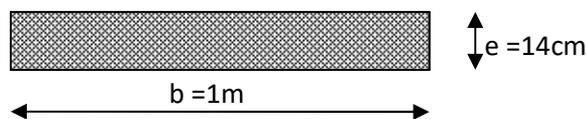


Fig. III.8 : Section de la dalle pleine à ferrailler

Tableau .III.2.8: calcul des armatures en travées et en appuis.

	A calculé (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A adopté (cm ² /m _l)	S _t (cm)
Travée et appui	5,52	1.449	5HA12=5,65	20

- Espacement des armatures :

Sens x : S_t = 20cm ≤ min(3.e; 33cm) = 33cm condition vérifiée

Armatures secondaires :

$$A_r = \frac{A_x}{4}$$

$$A_x = 2.01 \text{ cm}^2, \frac{A_x}{4} = \frac{5,52}{4} = 1,38 \text{ cm}^2$$

$$4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **la condition de non fragilité :**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} A_l = 2.01 \text{ cm}^2 > A^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A^{\min} \dots\dots\dots \text{vérifiée} \end{cases}$$

- **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$.

$$V_u = 8.30 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{22,35 \times 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.186 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul

Tableau .III.2.9: contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.

Le sens	M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
Travée (selon x-x)	-15,99	0,03214	3,23x10 ⁻⁵	9,10	15	Vérifier

et appui						
----------	--	--	--	--	--	--

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{14}{155} = 0.090 > \frac{1}{16} = 0.0625$ La première condition est vérifiée.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.14}{1.55} \geq \frac{21,76}{10 \times 21,76} \\ \frac{5,65}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.090 < 0.1 \\ 4,7 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \end{array} \right.$$

La 2^{em} condition non vérifié donc on doit faire la vérification de la flèche.

Tableau .III.2.10.Vérification de la flèche.

Sens	L(m)	Mjser(KN*m)	Mgser(KN*m)	Mpser(KN*m)	Δf (cm)	fadm(cm)
y-y	1,58	4,20	8,08	9,28	0,225	0,62

Donc la flèche est vérifiée.

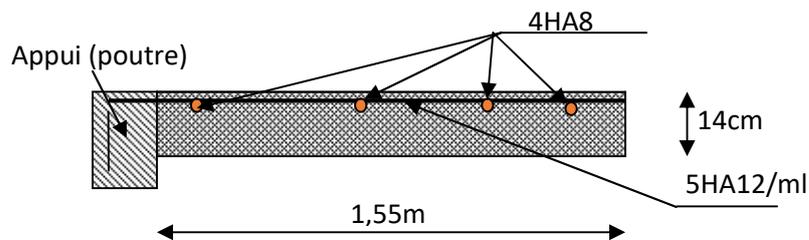


Fig. III.9: Schéma de ferrailage

b) dalle sur trois appuis (usages commerciale)

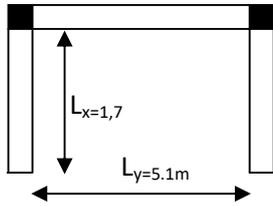


Figure III.8. Schéma d'une dalle sur 3 appuis (usage commerciale)

Il s'agit de panneau de dalle qui repose sur 3 appuis

$$L_x = 1.7\text{m} \quad L_y = 5.1\text{m}$$

$\rho = 1.7/5 = 0.33 < 0.4$ donc la dalle travaille dans un seul sens (Console)

- **Evaluation des charges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 6.06 \text{ kn/m}^2; \\ Q = 5 \text{ kn/m}^2 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU: } qu = 1.35G + 1.5Q = 15,681 \text{ kn/ml} \\ \text{ELS: } qs = G + Q = 11,06 \text{ kn/ml} \\ Pu = 1,80 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Donc après calcul d'une console on trouve :

$$M_u = -\frac{qu \times x^2}{2} - Pu * X = -26,79 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -\frac{qs \times x^2}{2} - ps * X = -19,04 \text{ KN.m}$$

$$V_u = -qu \times x - pu = -29,08 \text{ KN}$$

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

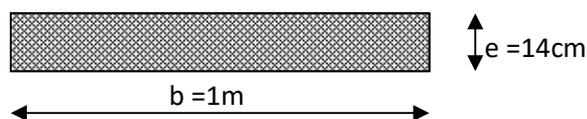


Fig. III.9 : Section de la dalle pleine à ferrailler

Tableau .III.2.11.calcul des armatures en travées et en appuis

Travée et appui	A calculé (cm ² /m _l)	A _{min} (cm ² /m _l)	A adopté (cm ² /m _l)	S _t (cm)
	6,906	1.449	5AH14=7,7	25

- Espacement des armatures :

Sens x : $S_t = 25\text{cm} \leq \min(3.e; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$ condition vérifiée

Armatures secondaires :

$$A_r = \frac{A_x}{4}$$

$$A_x = 2.01\text{cm}^2, \frac{A_x}{4} = \frac{6,906}{4} = 1,72\text{cm}^2$$

$$4\text{HA}8 = 2.01\text{cm}^2$$

- la condition de non fragilité :**

$$A_x^{\min} = \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 1 \times 0.14 = 1.12\text{cm}^2$$

$$\begin{cases} A_t = 2.01\text{cm}^2 > A^{\min} \dots\dots\dots\text{vérifiée} \\ A_a = 2.01\text{cm}^2 > A^{\min} \dots\dots\dots\text{vérifié} \end{cases}$$

- l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b*d} \leq \tau_{adm} = 0.05f_{c28} = 1.25\text{MPa}$.

$$V_u = 8.30\text{KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{29,08 \times 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.24\text{MPa} < 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}.$$

Vérification à l'ELS**Vérification des contraintes**

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tableau .III.2.12. contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Le sens	M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Remarque
Travée (selon x-x) et appui	19,04	0,03214	5,645x10 ⁻⁵	10,81	15	Vérifier

Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{155} = 0.090 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{La première condition est vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{0.14}{1.7} \geq \frac{26.79}{10 \times 26.79} \\ \frac{7.7}{100 \times 12} \leq \frac{4.2}{400} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0.082 < 0.1 \\ 6.41 \times 10^{-3} \leq 0.0105 \end{cases}$$

La 1^{er} condition non vérifiée donc on doit faire la vérification de la flèche.

Tableau .III.2.13. Vérification du flèche

Sens	L(m)	Mjser(KN*m)	Mgser(KN*m)	Mpser(KN*m)	Δf (cm)	fadm(cm)
y-y	1,7	5,057	8,75	15,98	0,225	0,62

Donc la flèche est vérifiée.

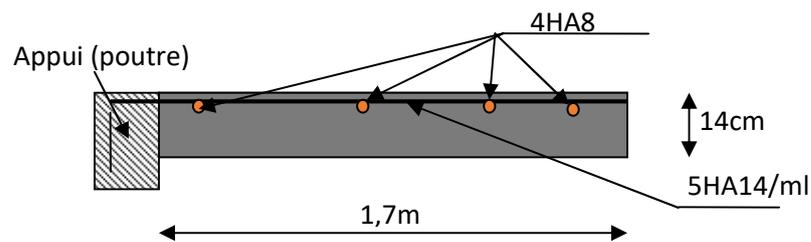


Fig. III.10 : Schéma de ferrailage

III.2.4. Dalle sur 3 appuis (usage commerciale)

Figure III.11. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

III.2.5. Calcule une dalle sur 3 appuis (commercial)

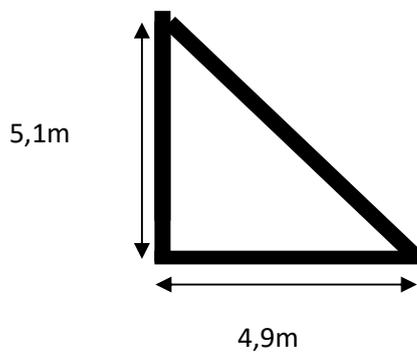


Fig. III.12 .Dalle sur 3 appuis.

Remarques : cette dalle contient de 3 appuis mais chaque sens repose sur 4 appuis donc on calcule comme une dalle sur 4 appuis avec :

$$x = 4.9m$$

$$y = 5.1m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.96 \geq 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Calcul des sollicitations :▪ **A l'ELU :**

On a : $G=6.06\text{KN/m}^2$; $Q=5\text{KN/m}^2$.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0401 & \dots\dots\dots(\text{annexe1}). \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases} \begin{cases} M_x = \mu_x * q_u * l_x^2 = 0.0401 * 15.681 * 4.9^2 = 15.09 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y * M_x = 0.9092 * 15.09 = 13.71 \text{KN.m} \end{cases}$$

En travée : $\begin{cases} M_{t_x} = 0.85 * M_x = 12.826 \text{KN.m.} \\ M_{t_y} = 0.85 * M_y = 11.653 \text{KN.m.} \end{cases}$

En appui : $M_a = 0.5 * M_x = 7.545 \text{KN.m.}$

Tableau .III.2.15 .ferraillages .

Sens		Mt (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(\text{cm}^2 / ml)$	$A_{adp}(\text{cm}^2 / ml)$
Travée	x-x	12.826	0.0627	0.0809	0.116	3.177	5HA10=3.93
	y-y	11.653	0.0569	0.0733	0.1165	2.87	5HA10=3.93
Appui	y-y	7.545	0.0368	0.047	0.1177	1.85	4HA10=3.14
	x-x						

Espacement des armatures :

$$\begin{cases} \text{Sens x-x: } St_y \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} ; \text{ on adopte } St_y = 20\text{cm} . \\ \text{Sens y-y : } St_x \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} ; \text{ on adopte } St_x = 20\text{cm} . \end{cases}$$

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

$$e \geq 12\text{cm} \text{ et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \frac{(3 - \rho)}{2} * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 1.142 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée} \\ A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifié} \end{cases}$$

• **l'effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_U}{b * d} \leq \tau_{adm} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$.

$$\rho > 0.4 \Rightarrow V_U = \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{15.681 * 5.1}{2} * \frac{1}{1 + \frac{0.96}{2}} = 27.02 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{27.02 * 10^{-3}}{1 * 0.12} = 0.225 \text{ MPa} < 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

• **à l'ELS :**

Etat limite de compression de béton :

$$P = G + Q = 6.06 + 5 = 11.06 \text{ KN/m}^2.$$

$$\begin{cases} M_{xser} = 0.0474 * 11.06 * 4.9^2 = 12.58 \text{ KN.m} . \\ M_{t_yser} = 0.9385 * 12.58 = 11.806 \text{ KN.m} . \end{cases}$$

Sens x-x :

$$A_x = 3.93 \text{ cm}^2.$$

$$\frac{b}{2} * y^2 + 15 * A_s * y - 15 * A_s * d = 0.$$

$$\Rightarrow y = 0.0321 \text{ m}.$$

$$I = \frac{b * y^3}{3} + 15 * A_s * (d - y)^2 = 0.00005656 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 7.139 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

Sens y-y :

$$A_y = 3.93 \text{ cm}^2 ; \quad y = 0.0321 \text{ m} ; \quad I = 0.00005656 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y = 7.139 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}.$$

Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

Etat limite de déformation : [2]

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e/L_y = 0,14/5,1 = 0,027 < \max[3/80 ; M_t/20M_0] = 0,0425 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ A_s/b*d = 0,03275 > 2/f_e = 0,005 \dots\dots\dots \text{Condition Non vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on doit faire une vérification de la flèche.

D'après le BAEL91 comme suit

Vérification de la flèche

Tableau .III.2.16. Vérification de la flèche .

localisation	f_{gi} (mm)	f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{pi} (mm)	Δf (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
Sens x	1,37	4,11	0,79	6,41	8,362	9,8	Vérifiée
Sens y	1,34	4,04	0,77	5,66	7,58	10,1	Vérifiée

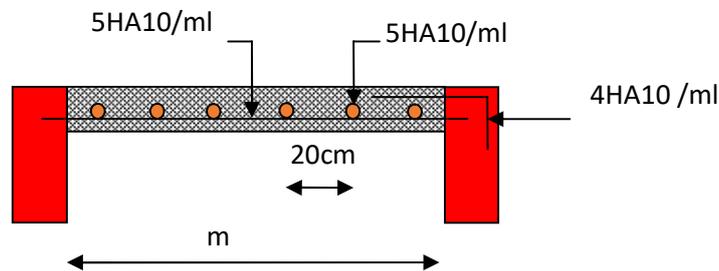


Fig. III.13. Schéma de ferrailage.

III.3. Etude de l'escalier

III.3.1. Type 1 escalier droit a 2 volées identiques.

❖ **Evaluation des charges et surcharges :**

- Pour la volée : $G_v = 9,63 \text{KN/m}^2$
- Pour le palier : $G_p = 6,56 \text{KN/m}^2$
- Pour l'escalier : $Q = 2,5 \text{KN/m}^2$

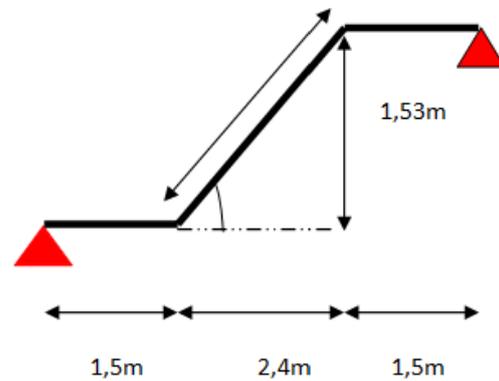
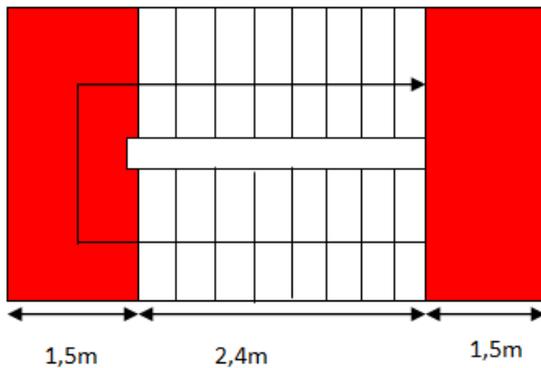
Type 1 : escalier droit a 2 volées identiques

Figure III.14. : Vue en plan de l'escalier type 1

Figure III.15. Schéma statique de type

❖ l'ELU :

$$q_V = 1.5Q_V + 1.35G_V$$

$$\Rightarrow q_V = 1.5 * 2.50 + 1.35 * 9.63 = KN / m^2$$

$$\Rightarrow q_V = 16,7505 KN / m^2$$

$$q_P = 1.5Q_P + 1.35G_P = 1.5 * 2.5 + 1.35 * 6.56$$

$$\Rightarrow q_P = 12,606 KN / m^2$$

❖ A l'ELS :

$$q_V = Q_V + G_V$$

$$\Rightarrow q_V = 2.50 + 9.63 = 12,13 KN / m^2$$

$$\Rightarrow q_V = 12,13 KN / m^2$$

$$q_P = Q_P + G_P = 2.5 + 6.56 = 9,06 KN / m^2$$

$$\Rightarrow q_P = 9,06 KN / m^2$$

1) Calcul à ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} q_V = 16,7505 KN / m^2 \\ q_P = 12,606 KN / m^2 \end{array} \right.$$

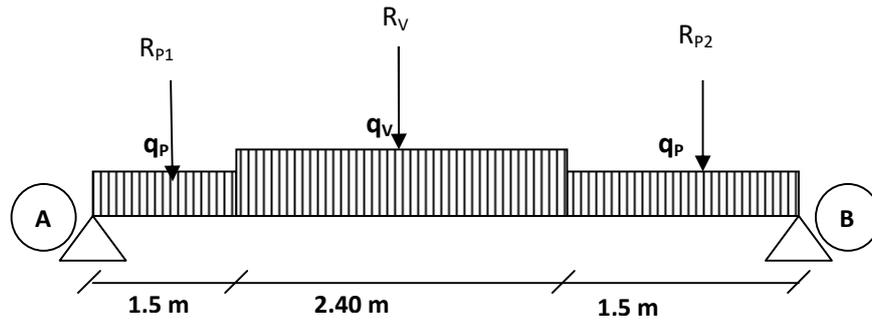


Fig. III.16.: Schéma statique de l'escalier de type 1

Le schéma statique est une poutre isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Leftrightarrow R_A + R_B = R_{P1} + R_V + R_{P2} = (12.606 \times 1.5 \times 1) + (16.7505 \times 2.4 \times 1) + (12.606 \times 1.5 \times 1)$$

$$\Leftrightarrow R_A + R_B = 78,0192 \text{ KN}.$$

$$\sum M / A = 0 \Leftrightarrow R_{P1} \left(\frac{1.5}{2} \right) + R_{P2} \left(\frac{1.5}{2} + 2.40 + 1.5 \right) + R_V \left(\frac{2.4}{2} + 1.5 \right)$$

$$= R_B (1.5 + 2.40 + 1.5)$$

$$\Rightarrow R_B = \frac{(4.65 R_{P2} + 2.7 R_V + 0.75 R_{P1})}{5.4}$$

$$R_B = \frac{(4.65 \times 18.909) + (2.7 \times 40.2012) + (0.75 \times 18.909)}{5.4}$$

$$R_B = 39,009 \text{ KN}$$

$$\sum M / B = 0 \Leftrightarrow R_{P1} \left(\frac{1.5}{2} + 2.4 + 1.5 \right) + R_{P2} \left(\frac{1.5}{2} \right) + R_V \left(\frac{2.4}{2} + 1.5 \right) = R_A \times 5.4$$

$$R_A = 39.009 \text{ kN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Moment fléchissant :**

• $0 \leq x \leq 1,5 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = 39.009x - 12.606 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 44,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} \equiv 0 \text{ donc } x_0 = 3.09 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 60.35 \text{ KN.m}$$

- $1.5 \leq x \leq 3.9 \text{ m}$

$$M(x) = R_A \times x - (q_p \times 1.5) \times (x - \frac{1.5}{2}) - q_v \frac{(x - 1.5)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(1.5) = 44,33 \text{ KN.m} \\ M(3.9) = 44,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} \equiv 0 \text{ donc } x_0 = 2.7 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 56.39 \text{ KN.m}$$

- $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$M(x) = -q_p \times \frac{x^2}{2} + R_B \times x$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.5) = 44.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} \equiv 0 \text{ donc } x_0 = 3.09 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 60.35 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant :**

- $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - q_p \times x$$

$$T(x) = 35.44 - 9.906 \times x$$

$$\begin{cases} T_y(0) = -39.009 \text{ KN} \\ T_y(1.5) = -20.10 \text{ KN} \end{cases}$$

- $1.5 \leq x \leq 3.9 \text{ m}$

$$T_y(x) = R_A - q_p \times 1.5 - q_v(x - 1.5)$$

$$\begin{cases} T_y(1.5) = -2010 \text{ KN} \\ T_y(3.9) = 2010 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 1.5m$$

$$T_Y(x) = -q_p \times x + R_B$$

$$T_Y(x) = 9.906 \times x + 35.44$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 39.009KN \\ T_Y(1.5) = 20.10KN \end{cases}$$

Les sollicitations max sont :

➤ $M_{0max} = 56,39KN.m$ pour $x=2.7m$

➤ $T(\max) = 39.009KN$ pour $x=3.09m$

Donc on a :
$$\begin{cases} M^t = 0.75 M_{max} = 42.29 KN.m \\ M^a = -0.5 M_{max} = 28.19 KN.m \end{cases}$$

❖ **Calcul à l'ELS :**

Tab.III.3.1. calcul des réactions.

q_{vs} (KN/m)	q_{ps} (KN/m)	R_A (KN)	R_B (KN)
12,13	9,06	28,146	28,146

Tableau .III.3.2 . Calcul des sollicitations.

Tronçon $0 \leq x \leq 1.5m$	Tronçon $1.5m \leq x \leq 3.9m$	Tronçon $0 \leq x \leq 1.5m$
$M(x=0) = 0KN.m$	$M(x=1.5m) = 32.02KN.m$	$M(x=0) = 0$
$M(x=1.5) = 32.02kN.m$	$M(x=3.9m) = 32.02KN.m$	$M(1.5m) = 32.02KN.m$
$T(x=0) = -28.14KN$	$T(1.5m) = -14.55KN$	$T(0) = 28.14KN$
$T(1.5m) = -14.55KN.m$	$T(3.9m) = 14.55KN$	$T(1.5m) = 14.55KN$
$x(m) = 3,1$	$x(m) = 2,7m$	$x(m) = 3,10$
$M_{0max} = 43.71KN.m$	$M_{0max} = 40.76KN.m$	$M_{0max} = 43.71KN.m$

Donc les sollicitations max sont :

$$T_{max} = 28.14KN$$

$$M_t = 40.76KN.m$$

$$M_i = 0.85 \times 40.76 = 34.646KN.m$$

$$M_t = 34.646 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 0.4 \times 40.76 = 16.304 \text{ KN.m}$$

$$M_A = 16.304 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :

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

a) En travée :

$$M^t = 42.29 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{42.29 * 10^{-3}}{1(0.18)^2 14.2} = 0.0919$$

$$\mu_{bu} = 0.0919 < \mu_l = 0.392.$$

→ Pivot A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.1201$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.171 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M^t}{z f_{st}} = \frac{42.29 * 10^{-3}}{0.171 * 348} = 7.09 \text{ cm}^2$$

On adopte : $7\phi 12 = 7.92 \text{ cm}^2$

a) En appuis :

$$M^a = 28.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{28.19 * 10^{-3}}{1(0.18)^2 14.2} = 0.0612$$

$$\mu_{bu} = 0.0612 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.0793$$

$$Z = 0.174 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{28.19 * 10^{-3}}{0.174 * 348} = 4.65 \text{ cm}^2$$

On adopte : $7\phi 10 = 5.50cm^2$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tab.III.3.3: Calcul des armatures principales.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{Adopte} (cm^2)$
Travée	42.29	0.0919	0.1201	0.171	7.09	2,173	7HA12 = 7.92
Appui	28.19	0.0612	0.0793	0.174	4.65	2,173	6HA10 = 4.71

Avec un espacement de 15cm pour les armatures en travée.

Et un espacement de 20 cm pour les armatures en appui.

• **Armatures de répartition :**

Selon l'article **E. 8. 2. 41 du BAEL91** lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98cm^2$$

$$\text{soit : } 4\phi 8 = 2.01cm^2, \text{ espacement : } \frac{100}{4} = 20cm^2$$

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

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 \frac{2.1}{400} = 2.173cm^2$$

• $A^t = 7.92cm^2 > A_{min} = 2.173cm^2$ c.vérifiée.

• $A^a = 4.71cm^2 > A_{min} = 2.173cm^2$ c.vérifiée

→ Condition vérifiée.

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

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

$$\bar{\tau}_U = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{39.009 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18} = 0.216 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.216 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$$

Condition vérifiée. Donc pas d'armatures transversales

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3e; 33 \text{ cm}) = (3 \times 20; 33) = 33 \text{ cm} \rangle 15 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- Les armatures secondaires : $(4e; 33 \text{ cm}) = (4 \times 20; 45) = 45 \text{ cm} \rangle 15 \text{ cm} \dots\dots$ vérifiée

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 7.92 + 4.71 = 12.63 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 12.63 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 39.009 \times 10^{-3}}{400} = 1.1215 \text{ cm}^2$$

Pas de risque de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

Vérifications à l'ELS

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

Vérifications à faire sont :

▪ **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les(HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 7 \times 3.14 \times 1.2 = 26.376 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 0.912 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \text{ c'est vérifier}$$

▪ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

$$M_t = 34.646 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -16.304 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

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

Tab III.3.4. : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	34.646	0,045	0,00016706	9,3322	15
Appuis	-16.304	0,036	0,00010886	5,3915	15

▪ **État limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{540} = 0.03703 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

$$\text{égale à : } f_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ , ce qui donne pour notre cas : } f_{adm} = 1.04 \text{ cm}$$

$$\text{Calcul de } I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 20 + 15 \times 7.92 = 2118.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{2118.8} \times \left(\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.92 \times 20 \right) = 10.56$$

$$V_2 = 20 - 10.56 \Rightarrow V_2 = 9.44 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (10.56^3 + 9.44^3) + 15 \times 7.92 \times (9.44 + 2)^2$$

$$I_0 = 0,000828414 \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{7.92}{100 \times 18} = 0,0044$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0044 \times (2 + 3)} = 4.77$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1.909$$

-Calcul de M_{serj} ; M_{serg} ; M_{serp} :

- M_{serj} : correspond aux charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- M_{serg} : correspond aux charges permanentes après la mise en place des revêtements.
- M_{serp} : correspond aux charges permanentes plus les charges d'exploitation.

$$M_{serg} = 0.85 \times M_0^{\max} = 26,90 \text{ KN}, m$$

$$M_{serj} = 0.85 \times M_0^{\max} = 21,48 \text{ KN}, m$$

$$M_{serp} = 0.85 \times M_0^{\max} = 34,64 \text{ KN}, m$$

$$\text{-Calcul de } \sigma_S : \sigma_S = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} = \sigma_{Sg} = 15 \times \frac{26.9 \times (0.18 - 0.05458) \times 10^2}{24.107} \Rightarrow \sigma_{Sg} = 209.915 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{21.48 \times (0.18 - 0.05458) \times 10^2}{24.107} \Rightarrow \sigma_{Sj} = 167.686 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{Sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{34.64 \times (0.18 - 0.05458) \times 10^2}{24.107} \Rightarrow \sigma_{Sp} = 270.35 \text{ MPa}$$

$$\text{-Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_S + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 209.915 + 2.1} = 0,366$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 167.686 + 2.1} = 0,273$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0044 \times 270.35 + 2.1} = 0,464$$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = I_{fij} = \frac{1.1 \times 0,00340937}{1 + 4.77 \times 0.273} = 0,001629 \text{ m}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = I_{fig} = \frac{1.1 \times 0.0033}{1 + 4.77 \times 0.366} = 0,00136 \text{ m}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = I_{fip} = \frac{1.1 \times 0.00340937}{1 + 4.77 \times 0.464} = 0,001167 \text{ m}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = I_{fvg} = \frac{1.1 \times 0.00340937}{1 + 1.909 \times 0,366} = 0,002208 \text{ m}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{21.48 \times 5.4^2}{10 \times 32456.59 \times 0,001629} = 1,1846 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{26.9 \times 5.4^2}{10 \times 32456.59 \times 0,00136} = 1,769 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{26.9 \times 5.4^2}{10 \times 10818.86 \times 0,002208} = 3,283 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{34.64 \times 5.4^2}{10 \times 32456.59 \times 0,001167} = 2,668 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 3,283 + 2.668 - 1.769 - 1.1846 = 2,998 \text{ mm}$$

$$\Delta f = 2,998 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{540}{1000} + 0,5 = 10.4 \text{ mm}$$

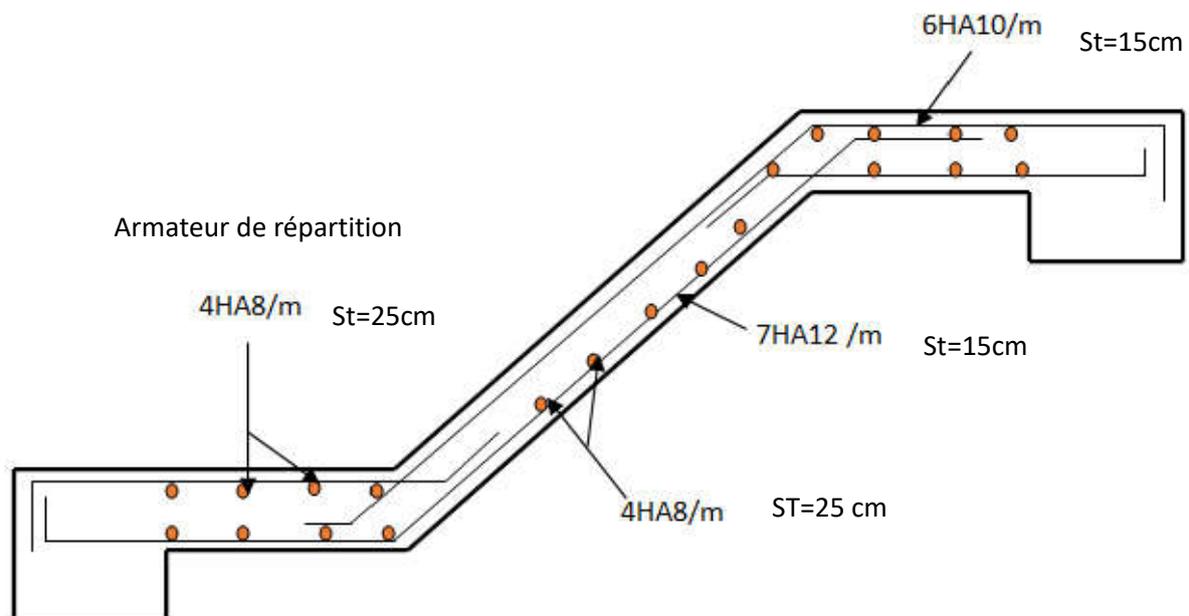


Figure.III.17.Schéma de ferrailages de l'escalier type 1

III.3.1.Type 2 escalier droit avec un seul sens.

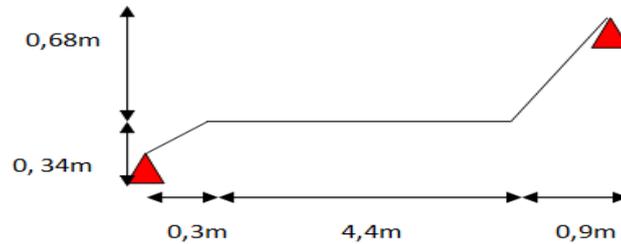
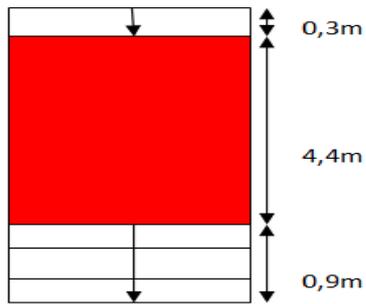


Figure III.18 : Vue en plan de l'escalier type 2

Figure III.19. Schéma statique de type 2

❖ Evaluation des charges et surcharges :

- Pour la volée : $G_V = 9,63 \text{ KN/m}^2$
- Pour le palier : $G_P = 6,56 \text{ KN/m}^2$
- Pour l'escalier : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

❖ l'ELU :

$$q_V = 1.5Q_V + 1.35G_V$$

$$\Rightarrow q_V = 12,606 \text{ KN / m}^2$$

$$q_P = 1.5Q_P + 1.35G_P =$$

$$\Rightarrow q_P = 16,7505 \text{ KN / m}^2$$

❖ A l'ELS :

$$q_V = Q_V + G_V$$

$$\Rightarrow q_V = 9,06 \text{ KN / m}^2$$

$$q_P = Q_P + G_P = 12,13$$

$$\Rightarrow q_P = 12,13 \text{ KN / m}^2$$

2) Calcul à ELU

3) $q_V = 12,606 \text{ KN / m}^2$ 4) $q_P = 16,7505 \text{ KN / m}^2$

Schémas statique

Les réactions d'appuis

$$R_A = 36,8 \text{ KN}$$

$$R_B = 38,76 \text{ KN}$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Moment fléchissant :**

$$\bullet 0 \leq x \leq 0,3 \text{ m}$$

$$M(x) = R_A \times x - q_V \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(0.3) = 10,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} \equiv 0 \quad \text{donc } x_0 = 2.19 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 40.43 \text{ KN.m} \bullet 0.3 \leq x \leq 4.7 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M(0.3) = 10,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(4.7) = 28,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} \equiv 0 \quad \text{donc } x_0 = 2.82 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 50.35 \text{ KN.m}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$$

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

$$\begin{cases} M(0.9) = 28.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} \equiv 0 \quad \text{donc } x_0 = 2.31 \text{ m}$$

$$M^{\max}(x_0) = 44.84 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant :**

$$\bullet 0 \leq x \leq 0.3 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_y(0) = -36.80 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_y(0.3) = -31.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet 0.3 \leq x \leq 4.7 \text{ m}$$

$$\begin{cases} T_y(0.3) = -31.78 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_y(4.7) = 23.68 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\bullet 0 \leq x \leq 0.9m$$

$$\begin{cases} T_Y(0) = 38.76KN \\ T_Y(0.9) = 23.68KN \end{cases}$$

Les sollicitations max sont :

$$\text{➤ } M_{0\max} = 50,35KN.m \text{ pour } x=2.82m$$

$$\text{➤ } T(\max) = 38.76KN \text{ pour } x=2.31m$$

$$\text{➤ } \text{Donc on a : } \begin{cases} M^t = 0.75 M_{\max} = 37.76 KN.m \\ M^a = -0.5 M_{\max} = 25.175 KN.m \end{cases}$$

➤ Calcul à l'ELS :

Tab.III.3.5 : calcul des réactions.

q_{vs} (KN/m)	q_{ps} (KN/m)	R_A (KN)	R_B (KN)
9,06	12,13	26,48	27,93

Tab.III.3.6 : calcul des sollicitations.

Tronçon $0 \leq x \leq 0.3m$	Tronçon $0.3m \leq x \leq 4.7m$	Tronçon $0 \leq x \leq 0.9m$
$M(x=0) = 0KN.m$ $M(x=0.3) = 7.4kN.m$	$M(x=0.3m) = 7.4KN.m$ $M(x=4.7m) = 20.22KN.m$	$M(x=0) = 0$ $M(0.9m) = 20.22KN.m$
$T(x=0) = -26.48KN$ $T(0.3m) = -22.84KN.m$	$T(0.3m) = -22.84KN$ $T(4.7m) = 17.01KN$	$T(0) = 27.93KN$ $T(0.9m) = 17.01KN$
$x(m) = 2,18$ $M_{0\max} = 28.91KN.m$	$x(m) = 2,82m$ $M_{0\max} = 36.2KN.m$	$x(m) = 2,3$ $M_{0\max} = 32.16KN.m$

Donc les sollicitations max sont :

$$T_{\max} = 27.93KN$$

$$M_t = 36.2KN.m$$

$$M_t = 0.85 \times 36.2 = 30.77KN.m$$

$$M_t = 30.77KN.m$$

$$M_A = 0.4 \times 36.2 = 14.48 \text{KN.m}$$

$$M_A = 14.48 \text{KN.m}$$

Ferrailage :

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

A) En travée :

$$M^t = 37.76 \text{KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.2 \text{MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{37.76 * 10^{-3}}{1(0.18)^2 14.2} = 0.0919$$

$$\mu_{bu} = 0.08207 < \mu_l = 0.392.$$

→ Pivot A et les armatures comprimées sont pas nécessaires ($A'_s = 0$).

$$\varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.10718$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.172 \text{m}$$

$$A_s = \frac{M^t}{z f_{st}} = \frac{37.76 * 10^{-3}}{0.172 * 348} = 6,308 \text{cm}^2$$

On adopte : $6\phi 12 = 6.79 \text{cm}^2$

b) En appuis :

$$M^a = 25.175 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{25.175 * 10^{-3}}{1(0.18)^2 14.2} = 0.0547$$

$$\mu_{bu} = 0.0547 < \mu_l = 0.392.$$

$$\alpha = 0.0703$$

$$Z = 0.1749 \text{m}$$

$$A_s = \frac{25.175 * 10^{-3}}{0.1749 * 348} = 4.13 \text{cm}^2$$

On adopte : $6\phi 10 = 4.71 \text{cm}^2$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tab.III.3.7: Calcul des armatures principales.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{Adopte} (cm^2)$
Travée	37.76	0.08207	0.10718	0.172	6.308	2,173	6Φ12 = 6.79
Appui	25.175	0.0547	0.0703	0.1749	4.13	2,173	6T10 = 4.71

Avec un espacement de 15cm pour les armatures en travée.

Et un espacement de 15 cm pour les armatures en appui.

• **Armatures de répartition :**

Selon l'article E. 8. 2. 41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

$$A(\text{répartition}) \geq \frac{A}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.6975cm^2$$

$$\text{soit : } 4\phi 8 = 2.01cm^2, \text{ espacement : } \frac{100}{4} = 20cm^2$$

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

$$A_{min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.18 \frac{2.1}{400} = 2.173cm^2$$

$$\bullet A^t = 6.79cm^2 > A_{min} = 2.173cm^2 \dots\dots\dots c.vérifiée.$$

$$\bullet A^a = 4.71cm^2 > A_{min} = 2.173cm^2 \dots\dots\dots c.vérifiée$$

→ Condition vérifiée.

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

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

$$\overline{\tau}_U = \min(0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

$$\text{Tel que : } \tau_U = \frac{V_{max}}{bd} \leq \overline{\tau}_U$$

$$\tau_U = \frac{38.76 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18} = 0.215 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.215 \text{ MPa} < \bar{\tau}_U = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée. Donc pas d'armatures transversales}$$

• **Vérification de l'espacement des armatures :**

Les charges appliquées sont des charges réparties alors les armatures de la même nappe ne doivent pas dépasser les espacements suivants :

- Les armatures principales : $(3e; 33 \text{ cm}) = (3 \times 20; 33) = 33 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$
- Les armatures secondaires : $(4e; 33 \text{ cm}) = (4 \times 20; 45) = 45 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

▪ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

$$A_l \geq \frac{1.15 V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_t + A_a = 6.79 + 4.71 = 11.5 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 12.63 \text{ cm}^2 > \frac{1.15 \times 38.76 \times 10^{-3}}{400} = 1.1143 \text{ cm}^2$$

Vérifications à l'ELS

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

▪ **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{st}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 6 \times 3.14 \times 1.2 = 22.608 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 1.058 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.83 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

▪ **Vérification de la contrainte de compression du béton**

La fissuration étant peu nuisible la seule vérification à faire est de vérifier que la contrainte de compression du béton ne dépasse pas la contrainte admissible.

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

$$M_t = 30.77 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -14.48 \text{ KN.m}$$

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

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

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

Tab III.3.8: Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	30.77	0,045	0,00016706	8,29	15
Appuis	-14.48	0,036	0,00010886	4,789	15

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{560} = 0.03571 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

Tab III.3.9: Vérification de la flèche pour l’escalier de type 2.

L(m)	M _{jser} (KN*m)	M _{gser} (KN*m)	M _{pser} (KN*m)	Δf (cm)	fadm(cm)
5,6	17,19	22,44	30,77	0,311	1,06

Condition vérifié

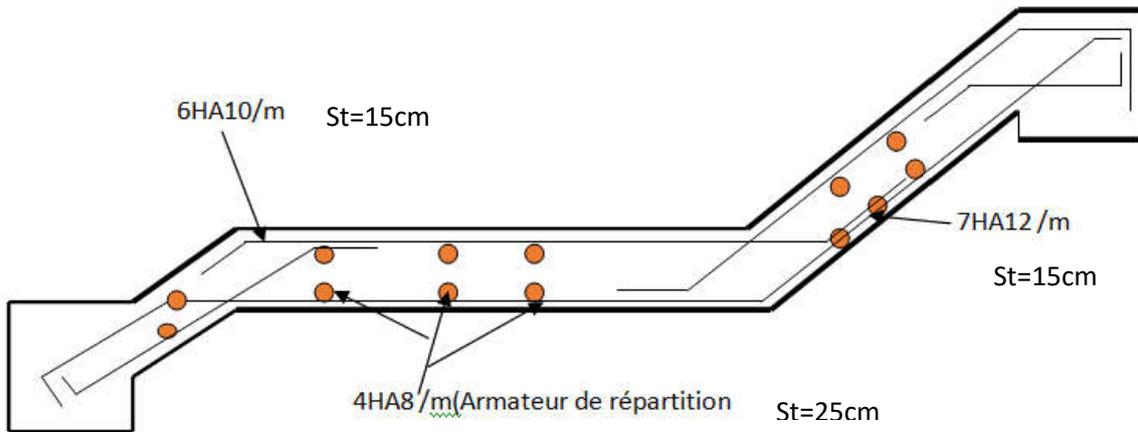


Figure III.20. Schéma de ferrailage de l'escalier de type 2

III.3.3. Etude de la poutre palière

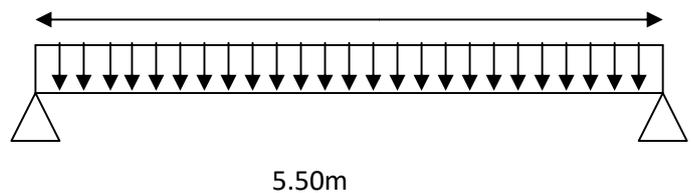
Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

Dimensionnement

Condition de la flèche :

$$L/15 < h < L/10 \implies 36,66\text{cm} < h < 55\text{cm}$$

$$\begin{cases} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \quad (\text{RPA.VII.7.5})$$



On prend : $h=40\text{cm}$; $b=35\text{cm}$.

➤ Les sollicitations de la poutre palière

• Les charges sur la poutre

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = (0,35 \times 0,4) \times 25 = 3,5\text{KN} / \text{m}$$

g^m : poids du mur extérieur sur la poutre

$$g^m = 1,8 \times 1,18 = 2,124$$

Figure III.21. Schéma statique de la poutre palière

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

$$\text{ELU} : R_B = 39.009 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : R_B = 28.146 \text{ KN}$$

- **Les sollicitations**

$$P_u = 1,35(g_0 + gm) + R_B$$

$$P_u = 46.601 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 176.21 \text{ KN.m}$$

$$M' = 0,85M_0 = 149.77 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,4M_0 = -70.484 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 128.15 \text{ KN}$$

Ferraillage de la poutre palière en flexion simple

$$b = 35 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm} \quad d = 37 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.3.10. Calcul des armatures principales dan la poutre palière.

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Travée	149.77	0.220	0.314	0.323	13.324	7
Appui	70.484	0.103	0.136	0.349	5.803	7

Exigence de RPA aet.5.2.1 : $A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 7 \text{ cm}^2$

Ferraillage en travée : $3\text{HA}20 + 2\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 13,63 \text{ cm}^2$

Ferraillage en appuis : $2\text{HA}16 + 3\text{HA}12 = 7,41 \text{ cm}^2$

➤ Vérification à l'ELU

- **l'effort tranchant**

$$V_u = 120.26 \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{128.15 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,37} = 0,989 \\ \bar{\tau}_U = \min\left(\frac{0,15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,25 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié}$$

- **Calcul de l'espacement S_t**

$$S_t \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 33,3$$

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

- **Calcul de la section d'armature a la torsion**

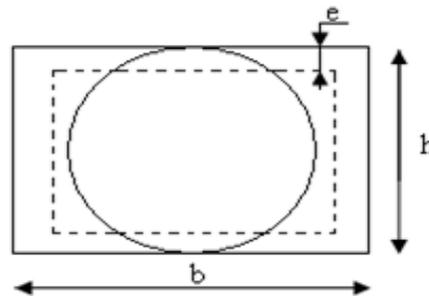
Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier

$$M^{torsion} = 28.19 \text{KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

- U : périmètre de la section,



- Ω : air du contour tracer ami hauteur,
- e : épaisseur de la paroi,
- A_1 : section d'acier.

Figure III.22 : Section creuse équivalente

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5,83 \text{cm}$$

$$\Omega = (0,35 - 0,05) \times (0,4 - 0,05) = 0,105 \text{m}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0,35 - 0,05) + (0,4 - 0,05)] = 1,3 \text{m}$$

$$A_{torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{28.19 \times 10^{-3} \times 1,3 \times 1,15}{2 \times 0,105 \times 400} = 5.017 \text{cm}^2$$

$$A_{torsion} = 5.017$$

Soit : $A_{tor}^{adop} = 3HA16 = 6.03 \text{ cm}^2$.

- **Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion**

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{28.19 \times 10^{-3}}{2 \times 0,105 \times 0,0583} = 2,302 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0,13f_{c28}; 4MPa) = 3,25MPa$$

$$\tau_{utor} = 2,302MPa < \tau_{adm} = 3,25 MPa.$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :BAEL91 (articleI.III)**

$$\tau = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_T^2} = \sqrt{(0,989)^2 + (2.302)^2} = 2,505MPa < \tau_{adm} = 3,25 MPa \dots \dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion :**

On fixe l'espacement comme suit :

➤ **En travée et en appui :**

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

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0,578 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 35 \Rightarrow A_t^{\min} = 1,575 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} > A_t \Rightarrow A_t = A_t^{\min}$$

$$A_t = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2.$$

III.3.7.4. La section d'armatures finale (en travée et en appui)

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 13.63 + \frac{5.017}{2} \Rightarrow A^t = 16.13 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 7 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_{adop}^t = 4HA20 + 2HA16 = 16.59 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adop}^a = 2HA16 + 3HA12 = 7,41 \text{ cm}^2.$$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_t = 0,578 + 2,26 = 2,838 \text{ cm}^2 .$$

On opte : $A_T^{adop} = 4HA10 = 3,27 \text{ cm}^2$ (cadre $\Phi 10$ et étrier $\Phi 10$)

- **Etat limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.3.11. Vérification des contraintes du béton à l'ELS.

Elément	M_{ser} (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	108.538	0.1573	0,001213	14.075	15	
Appui	51.076	0.124	0,0007901	8.015	15	

• **État limite de déformation**

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{l} = 0,0727 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Non vérifiée}$$

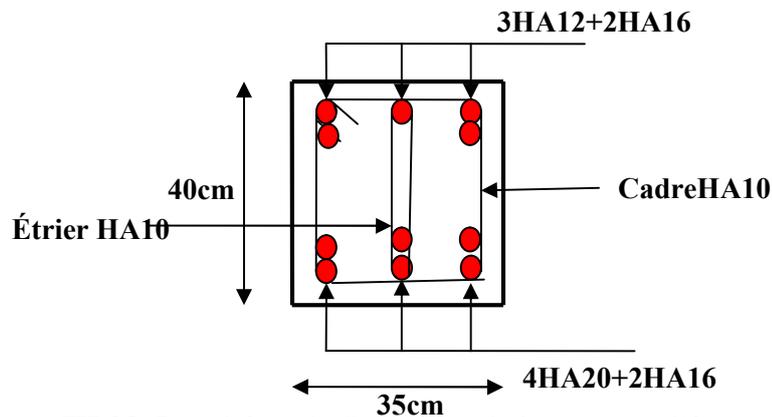
$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{13,63}{35 \times 37} = 0,0105 \leq \frac{f_{bu}}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

La première condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est nécessaire.

Tab III.3.12: vérification de la flèche.

L(m)	Mjser(KN*m)	Mgser(KN*m)	Mpser(KN*m)	Δf (cm)	fadm(cm)
5,6	8,88	14,25	14,25	0,120	0,550

Donc la flèche est vérifiée



Figur .III.23. Le schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4.Calcul de la poutre de chaînage.

a) **Définition**

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

b) **Dimensionnement**

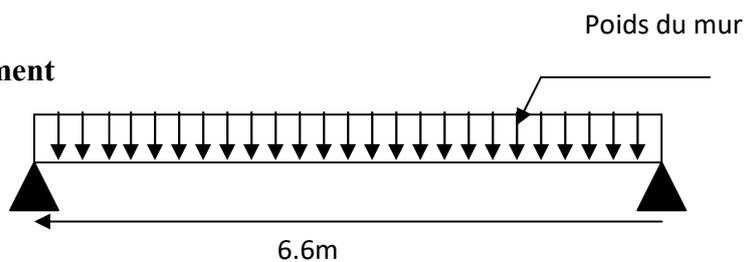


Figure .III.24.Schéma statique de la poutre de chaînage

On a : $L_{\max} = 6.6\text{m}$

$$\frac{L_{\max}}{16} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{620}{16} \leq h_t \leq \frac{620}{10} \dots\dots\dots \text{Condition de flèche (RPA (Art 9.3.3))}$$

$$\Rightarrow 38.75 \leq h_t \leq 62$$

Soit : $h_t = 40\text{ cm}$ $b = 25\text{ cm}$

➤ Vérification

$h_t \geq 15\text{cm}$ vérifiée.

$b \geq \frac{2h}{3} = 20\text{cm}$ vérifiée.

c) les sollicitations

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.4 \times 0.25 = 2.5\text{KN/m}$.
- Poids du mur : $G_M = 1.8 \times (3.06 - 0.40) = 4.788\text{ KN/m}$.
- Le poids de corp creux $Q_{cc} = 5,38\text{KN/m}$

$G = 12.668\text{KN/m}$

$$P_u = 1.35 \times G \Rightarrow P_u = 17.1018\text{KN/m}$$

$$P_s = G = 12.668\text{KN/m}$$

Calcul a l'ELU

$$M_0 = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 93.119\text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75M_0 = 69.839\text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -46.559\text{KN.m}$$

$$V_u = P_u \times L/2 = 56.435\text{KN}$$

d) Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple

$b = 25\text{cm}$ $h = 40\text{cm}$ $d = 37\text{cm}$ $f_{C28} = 25\text{Mpa}$ $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$ $f_e = 400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.4.1. Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	69.839	0.143	0.194	0.341	5.88	4HA14=6.16
Appui	46.559	0.0958	0.126	0.351	3.811	3HA12+1HA10=4,18

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.116 cm^2.$$

$A > A_{min}$ vérifiée.

➤ Vérifications à l'ELU

➤ à l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_U}{b * d} = \frac{56.435 * 10^{-3}}{0.25 * 0.37} = 0.61 MPa$$

$$\overline{\tau_U} = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MPa\right)$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0.61 MPa < \overline{\tau_U} = 3.33 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \dots \dots \text{(Art (III) BAEL91, page 37)}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq (11.42, 25; 10) \text{ soit } \phi_t = 8 mm.$$

Soit cadres T8 plus étriers T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2$

➤ calcul des espacements

$$> S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 * (\tau_U - 0.3 f_{t28})} \rightarrow \delta_t < 0 \text{ (Car : } \tau_U = 0.61 MPa)$$

$$> S_t \leq \min(0.9 * d, 40 cm) \rightarrow S_t \leq 33.3 cm$$

$$> S_t \leq \frac{A_t f_e}{b * 0.4} \rightarrow S_t \leq 80.4 cm.$$

$$\text{soit : } S_t = 15 cm.$$

➤ Vérifications à l'ELS

✓ Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

. Calcul des armatures principales

Tableau III.4.2. Vérification de la contrainte dans le béton .

Elément	M_{ser} (KN.m)	y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	51.73	0.132	0,000715	9.55	15	
Appui	34.488	0.1105	0,000509	7.487	15	

Evaluation de la flèche

$$\frac{h}{l} = \frac{0,4}{6,6} = 0,0606 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{la condition est non vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0,0606 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.075 \dots\dots\dots \text{la condition est non vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{6.16}{25 \times 37} = 0.0066 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est nécessaire

Tab III.4.3: Vérification de la flèche pour la poutre de chaînage.

L(m)	Mjser(KN*m)	Mgser(KN*m)	Mpser(KN*m)	Δf (cm)	fadm(cm)
6,6	9,12	18,35	18,35	0,457	1,16

Donc la flèche est vérifiée

e) Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

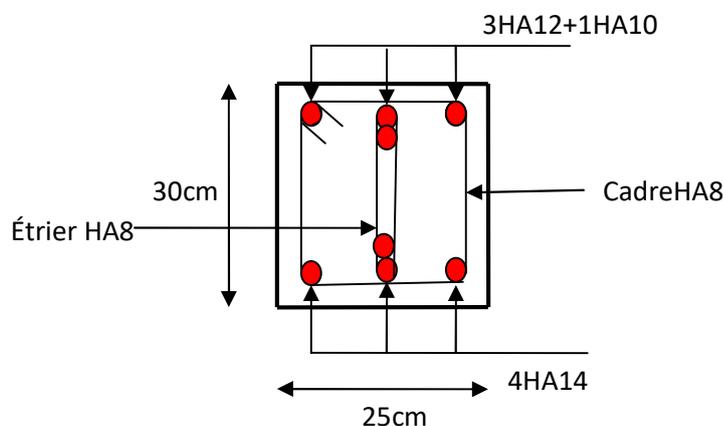


Figure III.25. Ferrailage de la Poutre de chaînage

III.5. Etudes de l'acrotère

le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

La fissuration est considéré préjudiciable.

l'acrotère sera calculé en flexion composée

- **Evaluation des charges et surcharges**

$$S = (60 \times 10) + (7 \times 10) + (3 \times 10) \cdot 0.5 = 685 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

La charge d'exploitation $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

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

.Charge permanente revenant à l'acrotère

.Charge permanente revenant à l'acrotère

Tab III.5.1: évaluation des charges sur l'acrotère.

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0,0685	1,71	0,16	1,87	1

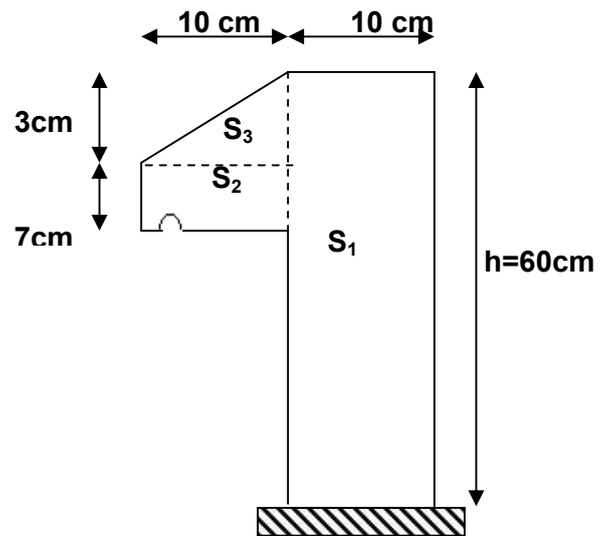


Figure II.26. Schéma de l'acrotère

➤ **La force sismique**

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

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

Avec

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le **RPA99 (Tableau 4.1)**

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 **RPA99 (Tableau 6.1)**

W_p : poids de l'élément considéré.

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

Donc $A=0,15$, $W_p=1,87$

$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,87 \rightarrow F_p = 0,9 \text{ KN}$

- **Calcul des sollicitations**

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

$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i} = 0,062 \text{ m} \qquad Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i} = 0,3301 \text{ m}$$

L'acrotère est soumis à

$$N_G = 1,87 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$M_{FP} = F_p \times Y_G = 0,3 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$N = G_1 + G_2 = W_p = 1,87 \text{ KN.}$$

$$M_G = 0 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

$$M_{Q1} = 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

$$M_{Q2} = F_p \times Y_G = 0,9 \times 0,3301 = 0,3 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

$$M = M_{Q1} + M_{Q2} = 0,9 \text{ KN}\cdot\text{m.}$$

Tab III.5.2: Calcul de l'excentricité du centre de pression.

	ELU A	ELU	ELS
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	1.87	2.52	1.87
M (KN.m)	0.9	0,9	0.6

$$e_0 = M_u / N_u = 0,48 \text{ m}$$

$$h/6 = 0,6/6 = 0,1 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée (s.p.c).}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et N_u est un effort de

Compression dans la section est partiellement comprimée

Sollicitation a considérées en cas de flexion composée avec un effort normal de compression :

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

Éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de

Stabilité de forme (flambement).

On remplace l'excentricité réelle ($e = M_u/N_u$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

e_0 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant

l'application des excentricités additionnelles définis ci-après

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

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

$$e_2 = 3 * l_f^2 * (2 + \phi * \alpha) / h_0 * 10^4$$

Φ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge Considérée, il est généralement prise égale a 2

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$$

$$l_f : \text{la longueur de flemment} \quad l_f = 2 * h = 1,2\text{m}$$

$$\alpha = M_G / M_G + M_Q = 0$$

$$e_2 = 3 * 1,2^2 * (2 + 2 * 0) / 0,1 * 10^4 = 0,3771\text{m}$$

$$\text{D'où } e = 0,3857\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent

$$N_u = 2,52\text{KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2,52 \times 0,3857 = 0,97 \text{ KN} * \text{m}$$

- **Ferrailage de l'acrotère**

Calcul à l'ELU

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

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

$$M_F = M_u + N_u(d-h/2) = 0.97 + 2.52(0.12-0,1/2) = 1,1464 \text{ KN}\cdot\text{m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_F}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,0011464}{1 \cdot 0,12^2 \cdot 14,20} = 0,005606 < 0.3916 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}}) = 0.00702$$

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

$$A_s = \frac{M^x}{z * f_{st}} = \frac{0,0011464}{0,119 * 348} = 0,2768 \text{ cm}^2$$

Donc la section a la flexion composé sera

$$A_s = A - N_u/f_{st} = 0,2768 \times 10^{-4} - 2,52 \times 10^{-3} / 348 = 0,204 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'ELU

- **La condition de non fragilité**

$$A_{min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e = (0,23 \times 1 \times 0,12 \times 2,1) / 400 = 1,44 \text{ cm}^2$$

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

- **Vérification au cisaillement**

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

$$V_u = f_p + Q = 0,9 + 1 = 1,9 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V_u / bd = 1,9 \times 10^{-3} / (1 \times 0,12) = 0,0158 \text{ MPA}$$

$$\tau_u < \text{Min}(0.15 f_{c28} / \sqrt{b}; 4 \text{ MPA}) \quad \tau_u < \text{min}(2.5; 4) \text{ MPA} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_{\bar{u}} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 30 \text{ cm.}$

2. Armatures Secondaire : $S_t \leq 70/3 = 23.33 \text{ cm.}$ On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$

On adopte un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$ pour les armatures secondaires et les armatures

Principales

- **Vérification à l'ELS**

$$d = 0.12 \text{ m}; \quad N_{ser} = 1.87 \text{ KN}; \quad M_{ser} = Q \times h = M_{ser} = 0.6 \text{ KN}\cdot\text{m}; \quad \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

• **Vérification des contraintes**

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

$$\sigma_{st} = \min (2/3f_e, 150 \times \eta) \rightarrow \sigma_{st} = 240 \text{Mpa}$$

• **Position de l'axe neutre**

$$c = d - e_1$$

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

$$e_1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6/1.87) + (0.12 - 0.1/2) \Rightarrow e_1 = 0.39 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.12 - 0.39 \Rightarrow c = -0.27 \text{ m}$$

$$c = -0.27 \text{ m}; \quad y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times (d - c)^2 / b$$

$$p = -3 \times (-0.27)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.12 + 0.27}{1} \Rightarrow p = -0.2116 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.27)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.12 + 0.27)^2 / 1 \Rightarrow q = 0.04211 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.0423 \Rightarrow y_{ser} = -0.2277 \text{ m}$.

$$\mu_t = b y_c^2 / 2 - 15 A (d - y_c) \Rightarrow \mu_t = 0.02487 \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = 1.87 \times 10^{-3} / 0.02487 \times 0.2277 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.331 \text{ MPA} < \sigma_{adm} = 15 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée}$$

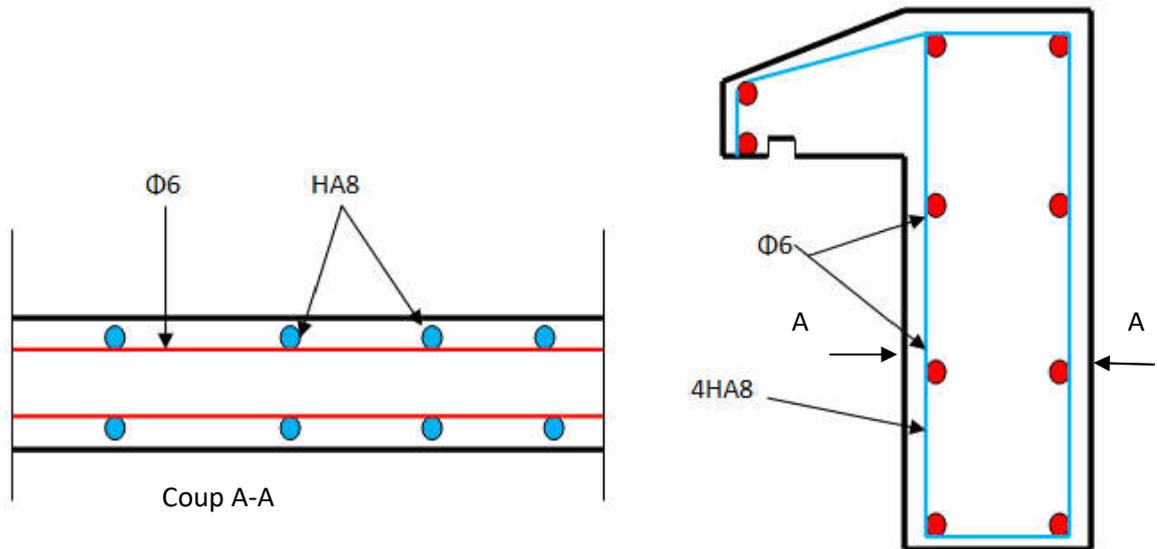


Figure.III.27. Schema de Ferrailage de l'acrotère.

III.6. Etude de L'ascenseur.

Définition

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement des personnes vers les différents niveaux. Il se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière Verticale munie d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 6 personnes, dont les caractéristiques sont les suivant $l=2,30\text{ m}$, $L=2.60\text{ m}$, $PM=15\text{ KN}$, $DM=43, \text{ KN}$ $P_{personnes}=4,5\text{ KN}$, $F_c=50, \text{ KN}$ $v = 0,63$

Avec : **l**, **L**, **H** sont respectivement la largeur, longueur et la hauteur de la cabine.

- PM** : Charge due à l'ascenseur.
- DM** : charge due à la salle des machines.
- $P_{personnes}$** : la charge nominale.
- V** : vitesse de levage.

Etude de la dalle pleine de la locale machinerie

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminé sont épaisseur on a

$$\frac{lx}{40} \leq e \leq \frac{lx}{45} \quad \text{avec } ly = 260\text{ cm} \quad \text{et} \quad lx = 230\text{ cm}$$

$$\frac{230}{40} \leq e \leq \frac{230}{45} \Rightarrow 5,75 \leq e \leq 5,11\text{ cm} \Rightarrow e = 5\text{cm}$$

La dalle reprend une charge importante et le critère de coupe-feu est pré dominant, on prend alors une épaisseur de : $h_0=15\text{ cm}$.

On doit calculer la surface d'impact $U \times V$

$$U = a_0 + h_0 + 2\xi \times h$$

$$V = b_0 + h_0 + 2\xi \times h$$

a_0 $U \rightarrow$ Dimensions suivant le sens $x - x$

b_0 $V \rightarrow$ Dimensions suivant le sens $y - y$

Avec :

($a_0 \times b_0$) : surface de charge = $(80 \times 80)\text{ cm}^2$

h : Espacement du revêtement (5cm)

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$)

$$\begin{cases} U = 110\text{cm} \\ V = 110\text{cm} \end{cases} \quad \begin{cases} lx = 230\text{cm} \\ ly = 260\text{cm} \end{cases}$$

- **Evaluation des charges et surcharges**

$$\begin{cases} G1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2 \\ G2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2 \\ G3 = Fc/s = 50/5,98 = \text{poids propre de la dalle et de revêtement } 8,36 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G_{\text{tot}} = G1 + G2 + G3 = 13,21 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{exp}} = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

L'ELU

Tableau.III.6.1. Calcul des sollicitations

Qu	P	μ_x	μ_y	M0x	M0y	Mtx	Mty	Max	May
19,33	0,88	0,0476	0,7438	4,867	3,62	4,136	3,077	2,43	2.43

Evaluation des moments sous charge concentrée

M_x, M_y sont les moments dus à la charge concentrée ramenée par la machinerie

Selon le **BAEL91**

$$\begin{cases} M_x = (M1 + v \times M2) \times q \\ M_y = (M2 + v \times M1) \times q \end{cases}$$

$M1$ et $M2$: données par l'abaque de **PIGEAUD**..... [ANNEXE III]

$$U/lx = 110/230 = 0,478 \quad \rho = lx/ly = 0,88 \quad V/ly = 110/260 = 0,423$$

$$\text{D'où } M1 = 0,124, M2 = 0,044$$

$$\text{On a } G = \Delta m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 4,5 = 62,5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1,35 \times G \Rightarrow q_u = 84,375 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u \times M1 = 84,375 \times 0,124 = 10,46 \text{ KN} \cdot m \\ M_{y1} = q_u \times M2 = 84,375 \times 0,044 = 3,71 \text{ KN} \cdot m \end{cases}$$

- **Les moments réels**

$$\begin{cases} M_{x1} = 0,85 \times 10,46 = 8,891 \text{ KN} \cdot M \\ M_{y1} = 0,85 \times 3,71 = 3,153 \text{ KN} \cdot M \\ M_{x1} = 0,5 \times 10,46 = 5,23 \text{ KN} \cdot M \end{cases}$$

M_2^x et M_2^y du système

La superposition des moments donne

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_2^x = 8,891 + 4,136 = 13,027 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y = M_{y1} + M_2^y = 3,153 + 3,077 = 6,23 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$M_a = 5,23 + 2,43 = 7,66 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Ferrailage de la dalle

Tableau.III.6.2.Les résultants de ferrailage.

1er Type de dalle	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadop (cm ²)	St (cm)
En travée	x-x	13,027	0,0637	0,0823	0,116	3,227	1,19	4HA12=4,52	25
	y-y	6,23	0,0304	0,0386	0,118	1,517	1,12	4HA12=4,52	25
En appuis	x-x	7,66	0,0374	0,0477	0,117	1,88	1,19	4HA10=3,14	25

- **Les vérifications au poinçonnement**

$$\left\{ \begin{array}{l} P_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \\ \mathbf{U_c:} \text{ Périmètre du rectangle d'impact.} \\ U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm.} \\ Q_u = 84,37 \text{ 5KN} \leq 0,045 \cdot 4,40 \cdot 0,14 \cdot 25000 / 1,5 = 462 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

- **Vérification de l'effort tranchant** Aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle,

Il faut vérifier que

$$P_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Uc: Périmètre du rectangle d'impact.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (110 + 110) = 440 \text{ cm}$$

- $Q_u = 84,37 \text{ 5KN} \leq 0,045 \cdot 4,40 \cdot 0,14 \cdot 25000 / 1,5$

Pu: La charge de calcul à l'état ultime On a :

$$U = V = 1,10 \text{ m} \Rightarrow V^U = Q_u / 3 \cdot U \Rightarrow V^U = 84,375 / 3 \cdot 1,1 = 25,56 \text{ KN}$$

$$\tau_u = V^{max} / b \cdot d \leq \tau = 1,16 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 25,56 \times 10^{-3} / 1 \times 0,12 = 0,213 \text{ MPA}$$

$\tau_u = 0,213 \leq \tau = 1,16 \text{ MPA}$ Condition vérifiée

❖ **Calcul à l'ELS**

Calcul les sollicitations à l'ELS

$$\begin{cases} M_{x1} = q * (M_1 + \nu M_2) \\ M_{y1} = q * (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \quad \text{avec : } \nu = \begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

Sens x-x :

Tableau.III.6.3. Calcul des sollicitation a els .

			Charge concentrée			Charge repartie				Superposition des moments	
v	M1	M2	Qs	Mx1	My1	P	Qs	Mx2	My2	Mx	My
0	0,124	0,044	62,5	6,587	2,33	0,88	14,21	3,485	2,866	10,07	5,196

Moments corrigés a L'ELS

Tableau.III.6.4. Moments corrigés a L'ELS.

Mtx (KN*m)	Mty (KN*m)
8,559	4,416

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s * y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 0,03412m$$

$$I = by^3/3 + 15A(d - y)^2 = 0,000063245 m^4$$

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

$\rightarrow \sigma_{bc} = 4,617 \text{ MPA} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPA}$ Condition vérifié.

• **Vérification des contraintes dans l'acier**

F.N $\sigma_{st}^- = \min(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \eta) = 240 \text{ MPA}$ avec $\eta = 1,6$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y) = 174,33 \text{ MPA} \Rightarrow \sigma_{st} < \sigma_s^- \text{ Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A_s \cdot y - 15dA_s = 0 \rightarrow y = 0,03412 \text{ m}$$

$$I = by^3/3 + 15A(d - y)^2 = 0,000063245 \text{ m}^4$$

$$\rightarrow \sigma_{bc} = 2,382 \text{ MPA} < \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{F.N} \quad \sigma_{st}^- = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \eta \right) = 240 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15M_{ser}}{I} \times (d - y) = 89,946 \text{ MPA} \Rightarrow \sigma_{st} < \sigma_s^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation**

Sens x-x

$$e/l = 0,0608 \geq \max [3/80 ; Mt/20M_0] = 0,0424 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$A_s / b \cdot d = 4,52 \cdot 10^{-4} / 1 \cdot 0,12 = 0,00376 \leq 2/f_e = 2/400 = 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Sens y-y

$$e/l = 0,0538 \geq \max [3/80 ; Mt/20] = 0,0424 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$A_s / b \cdot d = 4,52 \cdot 10^{-4} / 1 \cdot 0,12 = 0,00376 \leq 2/f_e = 2/400 = 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Sens x-x

$$e/l = 0,608 \geq \max [3/80 ; Mt/20M_0] = 0,0424 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

$$A_s / b \cdot d = 2,01 \cdot 10^{-4} / 1 \cdot 0,12 = 0,001675 \leq 2/f_e = 2/400 = 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Sens y-y

$$e/l = 0,538 \geq \max [3/80 ; Mt/20] = 0,0424 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

$$A_s / b \cdot d = 2,01 \cdot 10^{-4} / 1 \cdot 0,12 = 0,001675 \leq 2/f_e = 2/400 = 0,005 \dots\dots\dots \text{condition vérifier.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

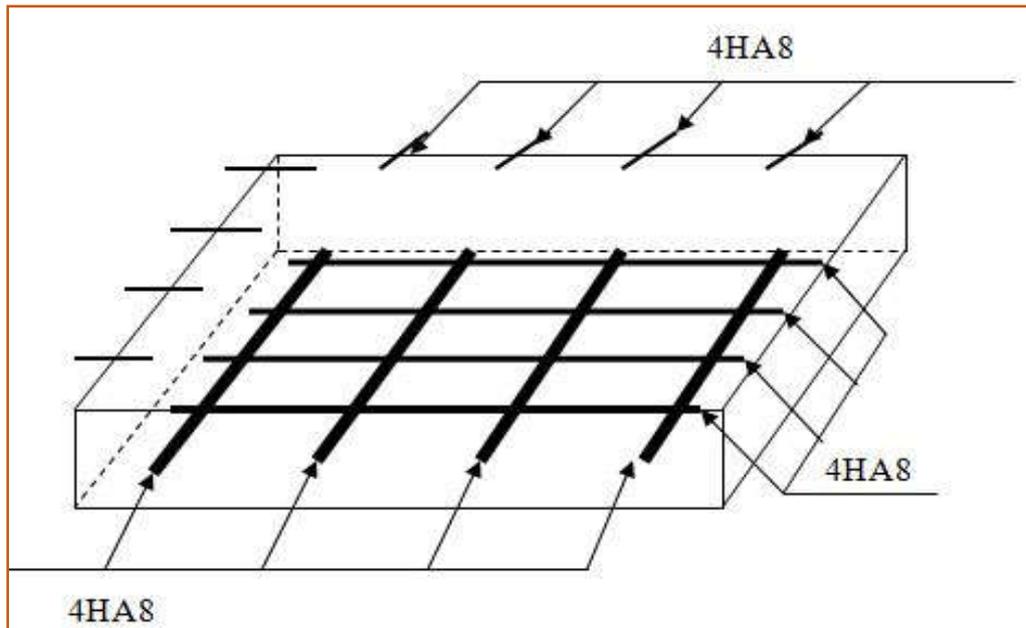


Figure III.28. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur

Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrillés.

Chapitre IV

Etude dynamique

Chapitre IV : Etude sismique.

Introduction :

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception :

- la résistance.
- l'aspect architectural.
- l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

IV.1. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.2. Analyse sismique de la structure :

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

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

➤ **Calcul de la force sismique totale RPA99 (Article 4.2.3) :**

La force sismique V ; appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

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

- A : Coefficient d'accélération de la zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

Pour notre cas on a : groupe d'usage 2 (habitation), zone IIa(Bejaia) $\Rightarrow A = 0.15$ selon le tableau 4.1 (RPA99/version2003).

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3(RPA99/version2003).

Dans le cas de notre projet, on a opté pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$.

- Q : Facteur de qualité.

La valeur de Q est déterminée par la formule 4.4 donnée au RPA :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq$$

Pq est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

➤ **Condition minimales sur les files se contreventement :**

Sens (xx) : on a 2 files de portique comportes mois de 3 travées $\Rightarrow p1=0,05$

Sens (YY) : on a 1 files de portique comportes mois de 3 travées $\Rightarrow p1=0,05$

➤ **Redondance en plan :**

On a 4 files de portique dans le sens xx et yy mais ils ne sont pas disposé symétriquement $\Rightarrow p2=0,05$

➤ **Régularité en plan :** Sens (xx) : $l_x/L_x = 11,90/17,52 = 0,32 = 68\% \Rightarrow p3=0,05$

Sens (YY) : $l_y/L_y = 11/21 = 0,52 = 52\% \Rightarrow p3=0,05$

➤ **Régularité en élévation :** $B_i/B_{i-1} = 16/21 = 0,76 > 0,67 \Rightarrow p4=0,05$

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux et l'exécution :** on suppose que ils sont assurer par laboratoire et les suivi de chantier $\Rightarrow p5=0, p6=0$.

Le tableau qui suit montre les pénalités obtenu

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0,05	Non	0,05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

$$Q_x=1.20 ; Q_y = 1,20$$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le tableau 4.5 (RPA99).

Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération est $\beta = 0.20$.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel SAP2000

Tableau IV.2 : poids total de la structure.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	KN	KN	KN
W	Combination	-1,182E-09	-1,076E-11	29757,835

Donc la valeur trouvé est : $W = 29757,835\text{KN}$

- D : Facteur d'amplification dynamique. Il est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99/version 2003).

$$\xi = 8.5\%$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$$

T1 et T2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S2.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T1 = 0.15s \\ T2 = 0.4s \end{cases}$ tableau 4.7(RPA99).

T : période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 28,56m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 28,56^{\frac{3}{4}} = 0.61s$$

$L_x = 17,87m$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 21,4m$; étant la dimension projeté du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0,09 \times 28,56}{\sqrt{17,52}} = 0,61 \text{ s}$$

$$T_y = \frac{0,09 \times 28,56}{\sqrt{21,4}} = 0,56 \text{ s}$$

Donc :

$$T_x = \text{Min}(T, T_x) = 0,61 \text{ s}$$

$$T_y = \text{Min}(T, T_y) = 0,56 \text{ s}$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3S \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.61}\right)^{2/3} = 1.528$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3S \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.4}{0.56}\right)^{2/3} = 1.618$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D_{x,y} \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.528 \times 1.2}{5} \times 29757,835 = 1636,91KN$$

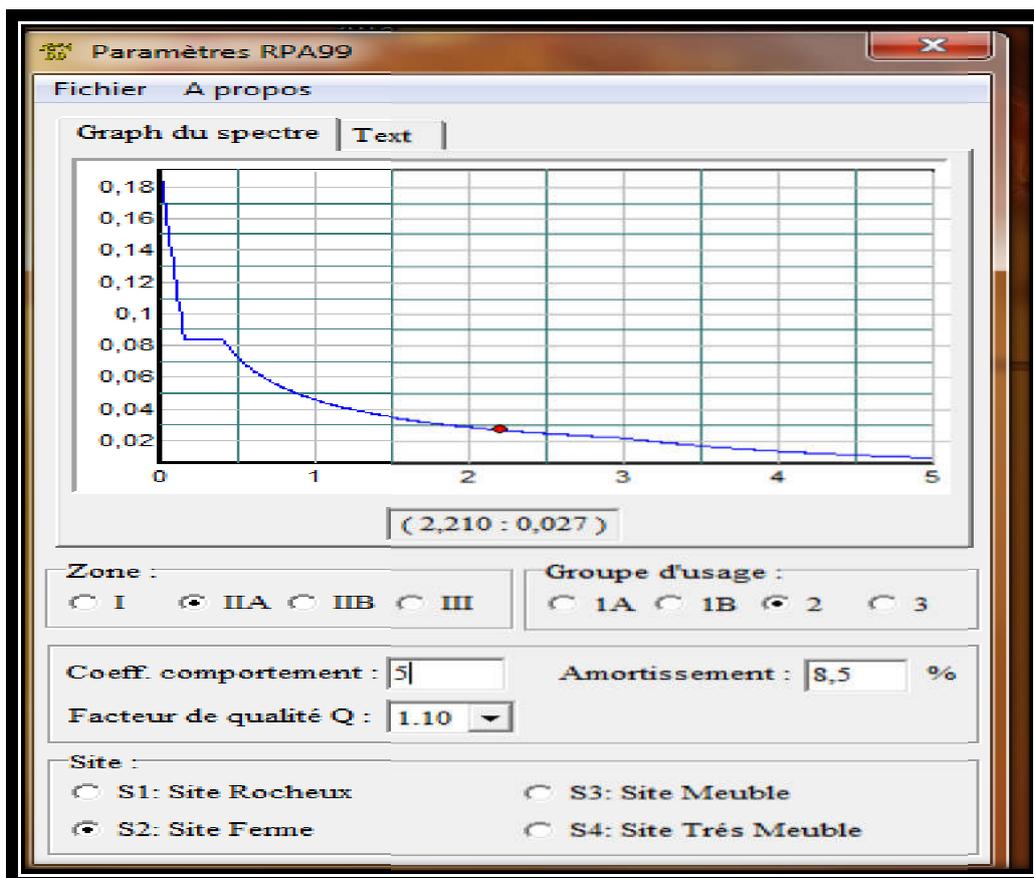
$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.618 \times 1.2}{5} \times 29757,835 = 1733,33KN$$

Par la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul établi grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Après calcul ; le spectre obtenu est représenté sur la figure (IV.1) représenté sous forme de courbe :

Figure IV.1. spectre de repense.



Notre structure est modélisée avec le logiciel SAP2000 version 19. Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

IV.3. Disposition des voiles :

Le choix d'une disposition qui puisse répondre aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après avoir essayé plusieurs dispositions avec les soucis d'éliminer la torsion dans le mode 1 et 2 de vibration V_{x1} , celui d'avoir une interaction voile-portique satisfaisant le règlement RPA99 version 2003 pour cela on a opté pour la disposition suivante :

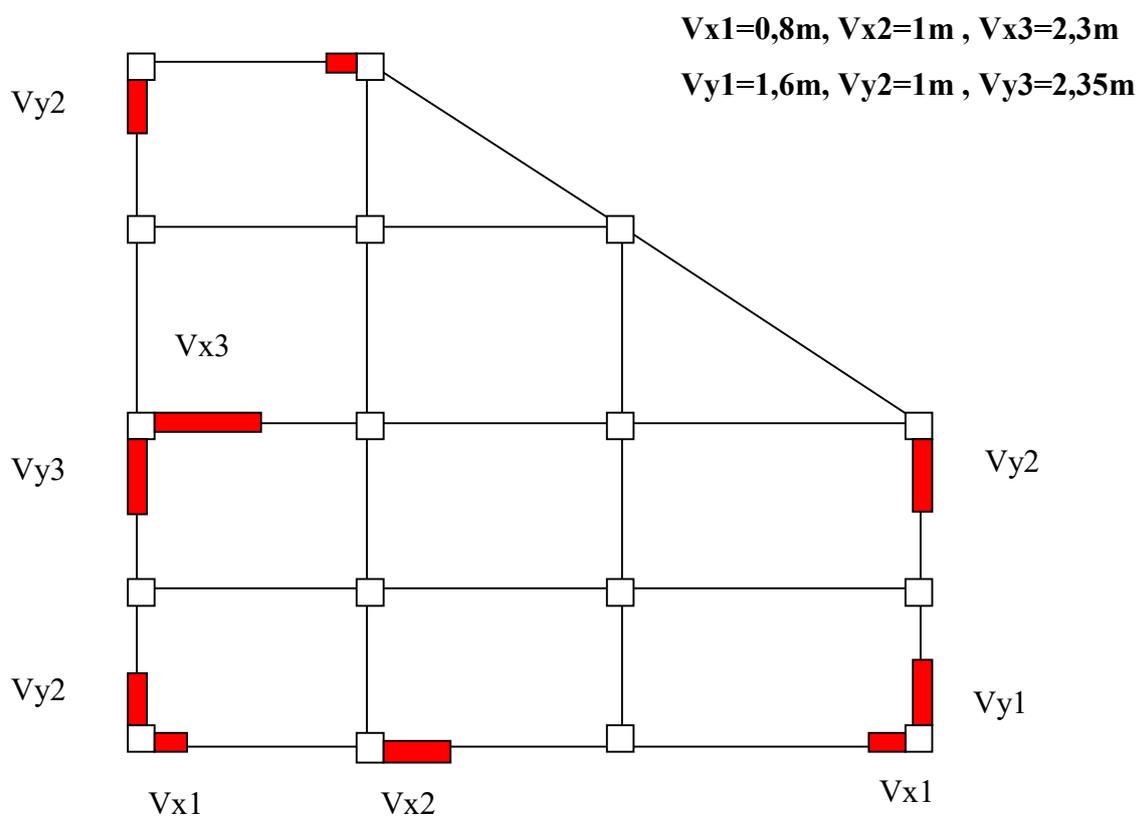


Figure IV. 2 .Disposition des voiles

IV.4. Modes de vibrations et taux de participation des masses :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par RPPA99/Version2003 doit être supérieur à 90% de la masse totale de bâtiment.

Tableau IV.3. Taux de participation massique

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Modale	Mode	1	1,099992	0,00004609	0,64945	0,00000579	0,00004609	0,64945
Modale	Mode	2	1,010395	0,72154	0,00034	0,00006175	0,72159	0,64979
Modale	Mode	3	0,867261	0,01357	0,06466	0,000007548	0,73516	0,71445
Modale	Mode	4	0,336436	0,01275	0,09304	2,383E-07	0,7479	0,80749
Modale	Mode	5	0,31552	0,10944	0,01293	0,00027	0,85734	0,82043
Modale	Mode	6	0,259358	0,00057	0,02791	0,00009044	0,85791	0,84833
Modale	Mode	7	0,179761	0,00086	0,00147	0,00168	0,85876	0,84981
Modale	Mode	8	0,1777	0,0125	0,02527	0,00003115	0,87127	0,87508
Modale	Mode	9	0,167925	0,02951	0,01081	0,00006813	0,90078	0,88589
Modale	Mode	10	0,158186	0,00095	0,0000288	0,00002145	0,90173	0,88592
Modale	Mode	11	0,145155	0,00002746	0,00839	5,841E-07	0,90175	0,89431
Modale	Mode	12	0,135229	0,01443	0,00033	0,00017	0,91618	0,89464
Modale	Mode	13	0,122872	0,000003213	0,00038	0,02391	0,91618	0,89502
Modale	Mode	14	0,115373	0,00114	0,01889	0,01099	0,91733	0,91391

Analyse des résultats :

D'après le tableau 4.1 la participation modale du premier mode suivant la direction y est prépondérante : $UY = 64,945\%$, ce qui donne un mode de translation selon cette direction. La même remarque est faite pour le deuxième mode suivant la direction X , $UX = 72,154\%$.

La participation massique atteint 90% de la masse de la structure au 9^{ème} mode dans le sens X et au 14^{ème} mode dans le sens Y .

IV.5. Interprétation des résultats donnés par le logiciel sap2000v19 :

a) Vérification des Modes de vibration :

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

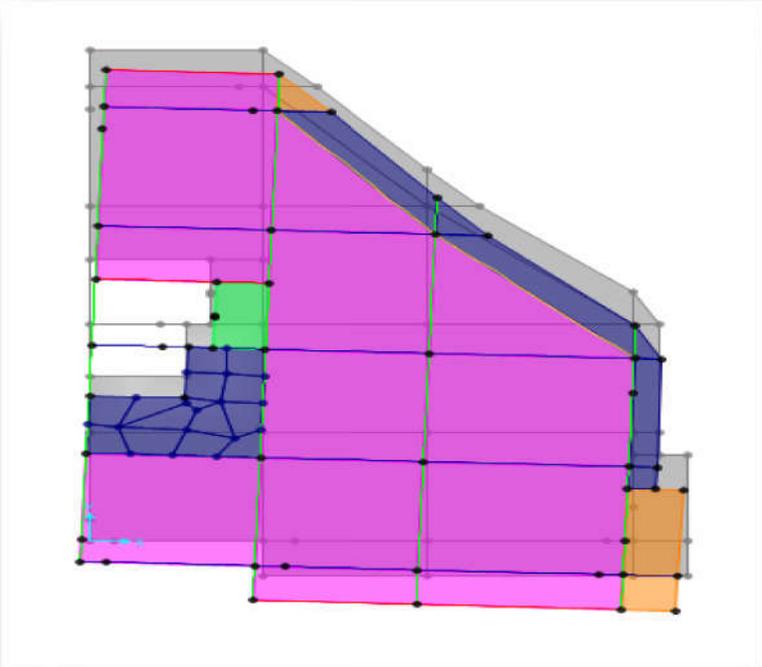


Figure IV.3. Mode 1(translation selon Y)

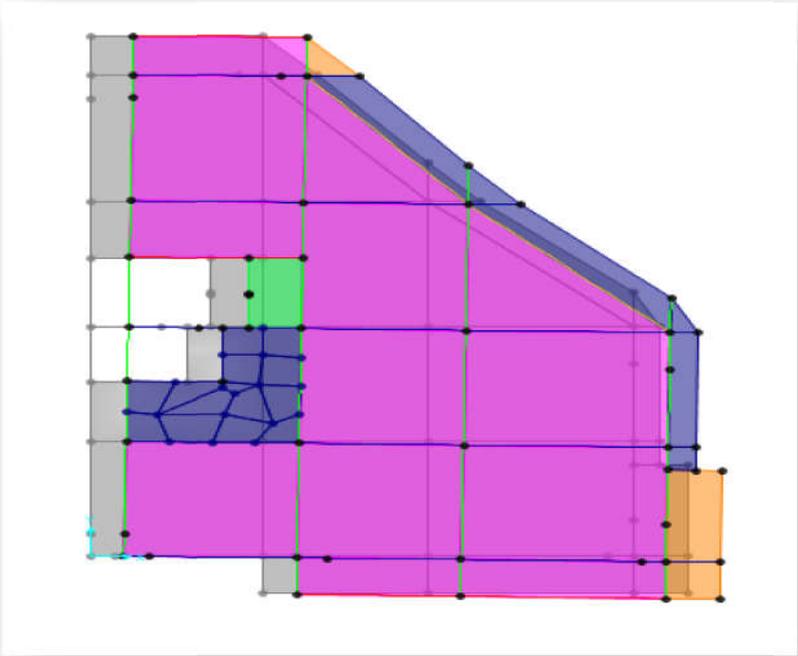


Figure IV.4. Mode 2(translation selon X)

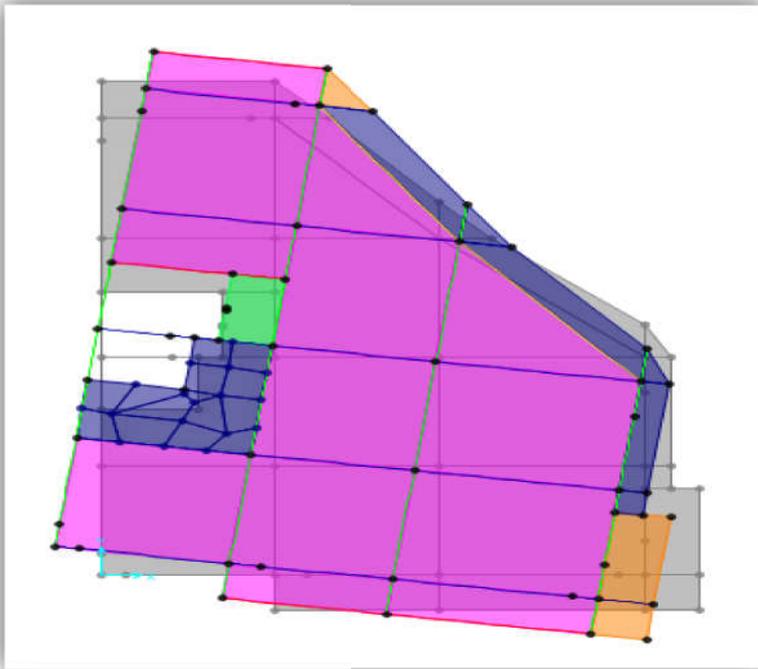


Figure IV.5. Mode 3 (torsion selon Z)

Analyse des résultats :

Condition vérifiée pour les modes de vibration :

B) Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.4 : les forces sismiques obtenues par la méthode modal spectrale

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
FX	LinRespSpec	Max	1028,279	78,349
FY	LinRespSpec	Max	78,349	950,5

Tableau IV.5 : Vitrification de l'effort tranchant a la base.

Forces sismiques	V statique(KN)	0.8Vst(KN)	V dyn(KN)	Observation
Sens xx	1636,91	1309,52	1028,279	Vérifiée
Sens yy	1733,33	1386,66	950,50	Non Vérifiée

Analyse des résultats : On remarque que l'effort tranchant a la base non vérifier dans les deux sens, on doit amplifier les paramètres de réponses avec un facteur qui calculer a l'aide de la formule suivante :

$$\text{Sens(xx)} : 0,8V_{stx}/V_{dx} = 1309,52 / 1028,279 = 1,273$$

Accel	U1	RPA X Y	12,73
Accel	U1	RPA X Y	12,73

$$\text{Sen(YY)} : 0,8V_{sty}/V_{dy} = 1386,66 / 950,50 = 1,458$$

Accel	U2	RPA X Y	14,58
Accel	U2	RPA X Y	14,58

C) Vérification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent être prendre au plus 20% de l'effort vertical.

C.a) Sous charges verticales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles}$$
Tableau .IV.6. Vérification de l'interaction sous charges verticales

TABLE: Section Cut Forces - Design										
		vérification de l'intracction virtical								
poteaux			P(KN)	%	%	P(KN)	voils			
S POT RDC	ELS	Combination	27777,945	84,66401	15,335993	5031,682	S VOIL RDC	ELS	Combination	
S POT 1	ELS	Combination	24166,418	85,7162	14,283801	4027,107	S VOIL 1	ELS	Combination	
S POT 2	ELS	Combination	20903,468	85,64775	14,352247	3502,856	S VOIL 2	ELS	Combination	
S POT 3	ELS	Combination	17441,193	84,72206	15,277938	3145,172	S VOIL 3	ELS	Combination	
S POT 4	ELS	Combination	14273,059	84,58384	15,416158	2601,392	S VOIL 4	ELS	Combination	
S POT 5	ELS	Combination	11026,451	83,83432	16,165677	2126,218	S VOIL 5	ELS	Combination	
S POT 6	ELS	Combination	8013,394	84,04069	15,959311	1521,742	S VOIL 6	ELS	Combination	
S POT 7	ELS	Combination	5025,62	84,82481	15,175186	899,085	S VOIL 7	ELS	Combination	
S POT 8	ELS	Combination	2808,956	87,45593	12,544067	402,897	S VOIL 8	ELS	Combination	

Analyse des résultats : On constate que l'interaction sous charge verticale est vérifiée Pour tous les niveaux.

C.b) Sous charges horizontales :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \quad \text{Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles}$$

Tableau. IV.7. Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon (XX)

TABLE: Section Cut Forces - Design										
vérification de l'intracction horizontale selon xx										
poteaux				V(KN)	%	%	V(KN)	voils		
S POT RDC	FX	LinRespSpec	Max	466,488	35,1099	64,890103	862,163	S VOIL RDC	FX	LinRespSç Max
S POT 1	FX	LinRespSpec	Max	578,532	48,90599	51,094005	604,415	S VOIL 1	FX	LinRespSç Max
S POT 2	FX	LinRespSpec	Max	569,553	52,47876	47,521243	515,749	S VOIL 2	FX	LinRespSç Max
S POT 3	FX	LinRespSpec	Max	501,621	51,19982	48,800182	478,111	S VOIL 3	FX	LinRespSç Max
S POT 4	FX	LinRespSpec	Max	505,803	58,07159	41,928406	365,196	S VOIL 4	FX	LinRespSç Max
S POT 5	FX	LinRespSpec	Max	389,134	52,04525	47,954751	358,55	S VOIL 5	FX	LinRespSç Max
S POT 6	FX	LinRespSpec	Max	374,78	61,4465	38,553504	235,149	S VOIL 6	FX	LinRespSç Max
S POT 7	FX	LinRespSpec	Max	253,041	57,11419	42,885808	190,003	S VOIL 7	FX	LinRespSç Max
S POT 8	FX	LinRespSpec	Max	260,434	77,10737	22,892629	77,321	S VOIL 8	FX	LinRespSç Max

Tableau. IV.8. Vérification de l'interaction sous charges horizontales selon (YY)

TABLE: Section Cut Forces - Design										
vérification de l'intracction horizontale selon yy										
POTEAUX				V(KN)	%	%	V(KN)	VOILS		
S POT RDC	FY	LinRespSpec	Max	367,242	29,76857	70,231434	866,415	S VOIL RDC	FY	LinRespSç Max
S POT 1	FY	LinRespSpec	Max	541,717	43,96154	56,038456	690,535	S VOIL 1	FY	LinRespSç Max
S POT 2	FY	LinRespSpec	Max	555,808	48,71108	51,288923	585,222	S VOIL 2	FY	LinRespSç Max
S POT 3	FY	LinRespSpec	Max	502,738	48,8893	51,110696	525,581	S VOIL 3	FY	LinRespSç Max
S POT 4	FY	LinRespSpec	Max	513,871	55,53813	44,461869	411,387	S VOIL 4	FY	LinRespSç Max
S POT 5	FY	LinRespSpec	Max	407,977	52,4233	47,576699	370,259	S VOIL 5	FY	LinRespSç Max
S POT 6	FY	LinRespSpec	Max	399,293	61,15328	38,846721	253,645	S VOIL 6	FY	LinRespSç Max
S POT 7	FY	LinRespSpec	Max	291,1	62,2546	37,745404	176,496	S VOIL 7	FY	LinRespSç Max
S POT 8	FY	LinRespSpec	Max	285,463	77,62251	22,377487	82,295	S VOIL 8	FY	LinRespSç Max

Analyse des résultats : On constate que l'interaction sous charge horizontale vérifiée pour tous les étages dan les 2 sens (xx,yy)

Le pourcentage important repris par les portiques au dernier niveau du comme déjà Précise au manque des voiles dance ce sens à cause de la présence de la terrasse accessible

D) Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (art 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\text{(Formule 7.2)} \quad \nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.9. Vérification de l'effort normal réduit.

$B_c(\text{cm}^2)$	aire (m^2)		N(KN)	ν	Remarque
RDC	0,65*65	0,4225	3132,221	0,298	Vérifier
1^{er} étage	0,60*0,60	0,36	2634,516	0,292	Vérifier
2^{ème} étage	0,60*0,60	0,36	2262,205	0,251	Vérifier
3^{ème} étage	0,55*0,55	0,3025	1890,575	0,249	Vérifier
4^{ème} étage	0,55*0,55	0,3025	1544,559	0,204	Vérifier
5^{ème} étage	0,50*0,50	0,25	1227,637	0,196	Vérifier
6^{ème} étage	0,50*0,50	0,25	918,04	0,146	Vérifier
7^{ème} étage	0,45*0,45	0,2025	611,798	0,120	Vérifier
8^{ème} étage	0,45*0,45	0,2025	359,756	0,071	Vérifier

Analyse des résultats : On remarque que l'effort ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les efforts normaux réduits sont vérifiés.

E) Vérification vis-à-vis des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (art 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage

C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérification des déplacements relatifs.

Sens	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
8 ^{ème} étages	2,149	10,74	9,89	0,85	306	0,277	3,181	15,90	14,77	1,13	0,369	
7 ^{ème} étages	1,979	9,89	8,85	1,04	306	0,339	2,955	14,77	13,25	1,52	0,496	
6 ^{ème} étages	1,770	8,85	7,64	1,21	306	0,395	2,651	13,25	11,48	1,77	0,578	
5 ^{ème} étages	1,529	7,64	6,29	1,35	306	0,441	2,297	11,48	9,46	2,02	0,660	
4 ^{ème} étages	1,258	6,29	4,845	1,44	306	0,470	1,893	9,46	7,27	2,19	0,715	
3 ^{ème} étages	0,969	4,845	3,36	1,48	306	0,483	1,454	7,27	4,99	2,28	0,745	
2 ^{ème} étages	0,672	3,36	1,955	1,40	306	0,457	0,999	4,99	2,84	2,15	0,702	
1 ^{ème} étages	0,391	1,955	0,755	1,2	306	0,392	0,568	2,84	1,055	1,79	0,584	
RDC	0,151	0,755	0	0,755	408	0,185	0,211	1,055	0	1,055	0,344	

Analyse des résultats : D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

F) Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA99/version2003 (Art 5.9) :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta_k}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Tableau IV.11. Vérification à L'effet P-Δ.

Hauteur (m)	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
8 ^{ème} étages	306	2942,076	0,85	337,755	0,0241	1,13	367,758	0,0295
7 ^{ème} étages	306	5364,281	1,04	443,044	0,0411	1,52	467,595	0,0569
6 ^{ème} étages	306	8530,268	1,21	609,929	0,0553	1,77	652,938	0,0755
5 ^{ème} étages	306	11691,569	1,35	747,684	0,0689	2,02	778,236	0,0991
4 ^{ème} étages	306	14953,726	1,44	870,999	0,0807	2,19	925,258	0,0988
3 ^{ème} étages	306	18206,488	1,48	979,732	0,0898	2,28	1028,325	0,0892
2 ^{ème} étages	306	21563,564	1,40	1085,28	0,0909	2,15	1141,03	0,0765
1 ^{ème} étages	306	24890,601	1,2	1182,947	0,0825	1,79	1232,252	0,0792
RDC	408	28968,308	0,755	1328,651	0,0403	1,055	1233,657	0,0607

Analyse des résultats : On constate que tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10. donc l'effet P-Δ peut être négligé.

IV.6. Conclusion :

Lors de la modélisation plusieurs essais ont été effectués afin de répondre ceux exigences du RPA.

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Les sections des poteaux choisis dan le pré dimensionnement sont augmenter tq :

- **Poteaux de Sous-sol +RDC :(65*65)**
- **Poteaux de 1,2 étage :(60*60)**
- **Poteaux de 3,4 étages :(55*55)**
- **Poteaux de 5,6 étage :(50*50)**
- **Poteaux de 7,8 étages :(45*45)**

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

Chapitre V : Etude des éléments principaux.

Introduction :

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

V.1. Études des poteaux

Les poteaux se sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 V- 19 dans l'ordre suivant :

- 1.35G+1.5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003

a) Armatures longitudinales

1. Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
2. Leur pourcentage minimal $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
3. Leur pourcentage maximal :
 - $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
 - $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
4. $\phi_{\min} > 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
5. La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II.
6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

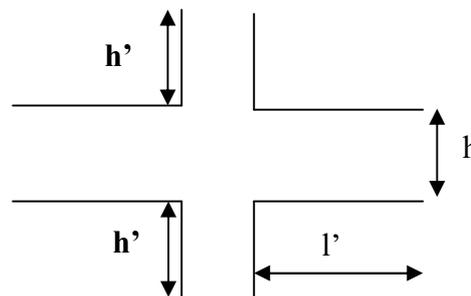


Figure. V.1. Zone nodale

➤ Les armatures longitudinales minimales et maximales

Les sections d'armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveau	Section du poteau	Amin RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol+RDC	65x65	33,8	169	253,5
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	60x60	28,8	144	216
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55x55	24,2	121	181,5
5 ^{eme} 6 ^{eme} étage	50x50	20	100	150
7 ^{eme} 8 ^{eme} étage	45x45	16,2	81	121,5

b) Les armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e} \quad \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

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

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversale minimale : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$- A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$- A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \quad \text{si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

$$\lambda_g : \text{est l'elancement géométrique du poteau } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré

l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.2. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol+RDC	3934,567	29,711	195,76	2630,898	-356,571	50,46
1 ^{er} étage et 2 ^{ème}	3179,026	20,68	186,21	1205,811	100,99	16,23
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	2374,89	26,55	171,72	873,74	67,15	8,86
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	1577,89	26,85	157,58	474,75	-39,32	15,57
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	800,56	31,22	177,04	179,04	-71,91	9,19

V.1.3. Calcul du ferrailage :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

➤ Exemple de calcul (poteau (65*65) Sous-sol+RDC)

Soit le poteau de sous-sol :

$$b = 65 \text{ cm} ; \quad h = 65 \text{ cm}$$

$$d = 62 \text{ cm} ; \quad d_0 = 3 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa} ; \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison durable.}$$

$$\text{acier Fe E400} ; \quad f_{bu} = 18,47 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{combinaison accidentelle.}$$

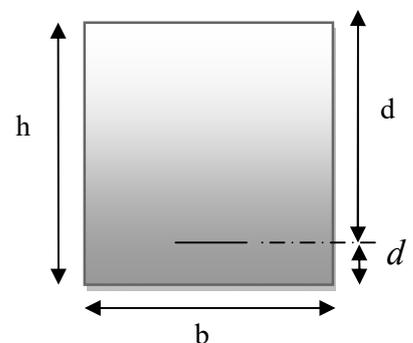


Fig. : V.2. Section de poteau à ferrailer

1) Ferrailage longitudinale

a). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :(ELU)

$$d = 0,62 \text{ m}; \quad d' = 0,03 \text{ m.}$$

$$N = 3934,567 \text{ KN} , \quad M = 29,71 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{3934,567 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,65} + \frac{29,711 \times 10^{-3}}{0,4225} \times 0,325 = 9,33 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{3934,567 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,65} - \frac{29,711 \times 10^{-3}}{0,4225} \times 0,325 = 9,28 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{max} = 9,33 \text{ MPa}; \quad \sigma_{min} = 9,28 \text{ MPa}$$

⇒ La section est entièrement comprimée. : ⇒ $A_s=0 \text{ cm}^2$

Pas nécessité d'armature. le béton seul suffisant

b).Calcul sous M_{max} et $N_{cor}:(G+Q+Ex)$

$M = 195,76 \text{ KN.m}$, $N = 2630,898 \text{ KN}$.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{2630.898 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0,65} + \frac{195,76 \times 10^{-3}}{0,4225} \times 0,325 = 6,376 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{2630.898 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0,65} - \frac{195,76 \times 10^{-3}}{0,4225} \times 0,325 = 6,076 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\max} = 6,376 \text{ MPa}; \quad \sigma_{\min} = 6,076 \text{ MPa}$$

⇒ La section est entièrement comprimée.

Pas nécessité d'armature, le béton seul suffisant

c).Calcul sous N_{min} et $M_{cor}:(0,8G+Ex)$

$N = -356,571 \text{ KN}$ → $M = 50,46 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{-356.571 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0,65} + \frac{50,46 \times 10^{-3}}{0,4225} \times 0,325 = -0,80 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{-356.571 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0,65} - \frac{50,46 \times 10^{-3}}{0,4225} \times 0,325 = -0,83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\max} = -0,80 \text{ MPa}; \quad \sigma_{\min} = -0,83 \text{ MPa}$$

⇒ La section est entièrement tendus .

$$e1 \text{ (m)} \quad 0,43637447$$

$$e2 \text{ (m)} \quad 0,15362553$$

$$A' \text{ (cm}^2\text{)} \quad 2,32065678$$

$$A \text{ (cm}^2\text{)} \quad 6,59184322$$

$$A3 = 6,59 \text{ cm}^2 / \text{zonT}$$

$$A = \max(A1, A2, A3) = A3 = 6,59 \text{ cm}^2 / \text{zonT}$$

Tab. V.3: Ferrailage des poteaux.

Niveau	Section	A(cm ²)/zon	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Barres
Sous-sol+RDC	65×65	6,59	33,8	37,70	12HA20
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	0	28,8	31,29	8HA20+4HA14
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	0	24,2	24,89	4HA20+8HA14
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	1,34	20	20,60	8HA16+4HA12
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	1,50	16,2	16,84	8HA14+4HA12

b) Résultats de ferrailage des armatures transversales

➤ Exemple de calcul

On prend pour exemple de calcul le poteau de la section (65×65 cm²):

✓ Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = 0,7 * 4,08 / 0,65 = 4,39 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

D'où : $A_t = 3,75 * 132,95 * 10^{-3} * 15 / (65 * 400) = 2,87 \text{ cm}^2$

✓ Longueur de recouvrement

$$L_r = 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 40 * 2 = 80 \text{ cm}$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10 \phi_{\min}, 15 \text{ cm}) = \min(14 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{\min} = 15 * 1,4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ Quantité d'armature minimale

On a : $3 < \lambda_g < 5$, d'où :

-zone nodale : $A_t^{\min} = 0,57\% (t * b) = 0,57\% (10 * 65) = 3,705 \text{ cm}^2$

-zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\% (t * b) = 0,5\% (15 * 65) = 5,55 \text{ cm}^2$

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.4 : Armatures transversales des poteaux

Niveau	Sous-sol+ RDC	1 ^{er} étage et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section du poteau (cm ²)	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
$\phi_{l,max}$ (cm)	2	2	2	1,6	1,4
$\phi_{l,min}$ (cm)	2	1.4	1.4	1.2	1.2
L_0 (cm)	408	306	306	306	306
L_f (cm)	285,6	214,2	214,2	214,2	214,2
λ_g	4,39	3.57	3.89	4.284	4,76
ρ_a	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
V_U (KN)	132,95	110,591	107,246	96,88	102,013
L_r (cm)	80	80	80	64	56
S_i zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S_i zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A^t (cm ²)	2,87	2,59	2,74	2,72	3,18
A^t_{min} (cm ²)	5,55	5,13	4,702	4,27	3,84
$A^t_{adopté}$ (cm ²)	6.28	6.28	4.71	4.71	4.71
Nombre de barres	8HA10	8HA10	6HA10	6HA10	6HA10

Conformément aux règles du **RPA 99/version2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}$). Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.1.4.Vérifications

➤ vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Avec :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\text{Telle que : } \lambda = \frac{l_f}{i}$$

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

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \left(\frac{I}{A} \right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^3}{12bh} \right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12} \right)^{1/2}$$

B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

La vérification des poteaux au flambement va se faire de la même manière que l'exemple de calcul que nous avons exposé dans le chapitre 2.

Les résultats des calculs effectués pour les poteaux de notre structure sont représentés dans le tableau suivant :

Tab V.5. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l_0 (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	Nul (MN)	Nu(max) (MN)	Obs.
Sous-Sol+RDC	65×65	4,08	2,856	15,27	0.818	37,70	0.3969	7.085	3,566	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	3,06	2,142	12,38	0.829	31,29	0.3364	6.066	2,866	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	3,06	2,142	13,55	0,826	24,89	0.2809	5.012	2,146	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	3,06	2,142	14,87	0.8204	20,60	0.2304	4,088	1,432	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etage	45×45	3,06	2,142	16,60	0.813	16,84	0.1849	3,256	0,731	vérifiée

On remarque bien que $N_{max} < N_{ul}$ pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inférieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène).}$$

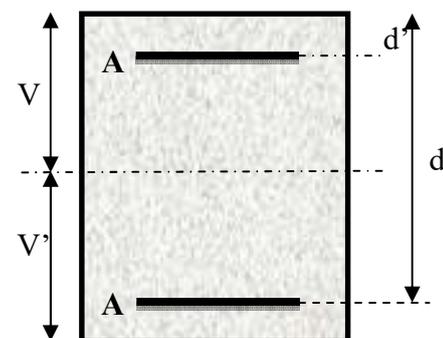


Fig. V.3. Section d'un poteau

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

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

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab. V.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Sous-sol RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} Etage
Section (cm ²)	65×65	60×60	55×55	50×50	45×45
d (cm)	62	57	52	47	42
A(cm ²)	37,70	31,29	24,89	20,60	16,84
V (cm)	40,72	37.41	33,85	30,8	27,7
V'(cm)	24,28	22.59	21,15	19,2	17,3
I _{gg} '(m ⁴)	0.0202	0.0146	0.01002	0.0068	0.00448
N ^{ser} (KN)	2869,97	2319,209	1732,798	1151,7	583,33
M ^{ser} (KN.m)	59,15	94,94	99,0056	103,27	129,33
M _G ^{ser} (KN.m)	295.06	266.79	209.038	170.068	159.66
σ _{bc1} (MPa)	12.74	13.278	12.79	12.309	12.75
σ _{bc2} (MPa)	3.246	2.31	1.315	0,19	3,28

σ_{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ Vérification aux sollicitations tangentielles

Selon le **RPA99/version2003 (Article 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 :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir :}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	Sections (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} ⁻ (MPa)	Obs.
RDC	65×65	285,6	4,39	0.04	62	132,95	0.329	1	vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	60×60	214,2	3.57	0.04	57	110,591	0.323	1	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	55×55	214,2	3.89	0.04	52	107,246	0.374	1	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	50×50	214,2	4.28	0.04	47	96,88	0.412	1	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45×45	214,2	4,76	0.04	42	102,013	0.539	1	vérifiée

V.1.5. Disposition constructive des poteaux

- Longueur de recouvrement :

$$\begin{cases} L_r > 40 \times \phi \\ \phi = 20mm \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80cm. \\ \text{On adopte : } L_r = 85cm. \end{cases}$$

- Détermination de la zone nodale

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

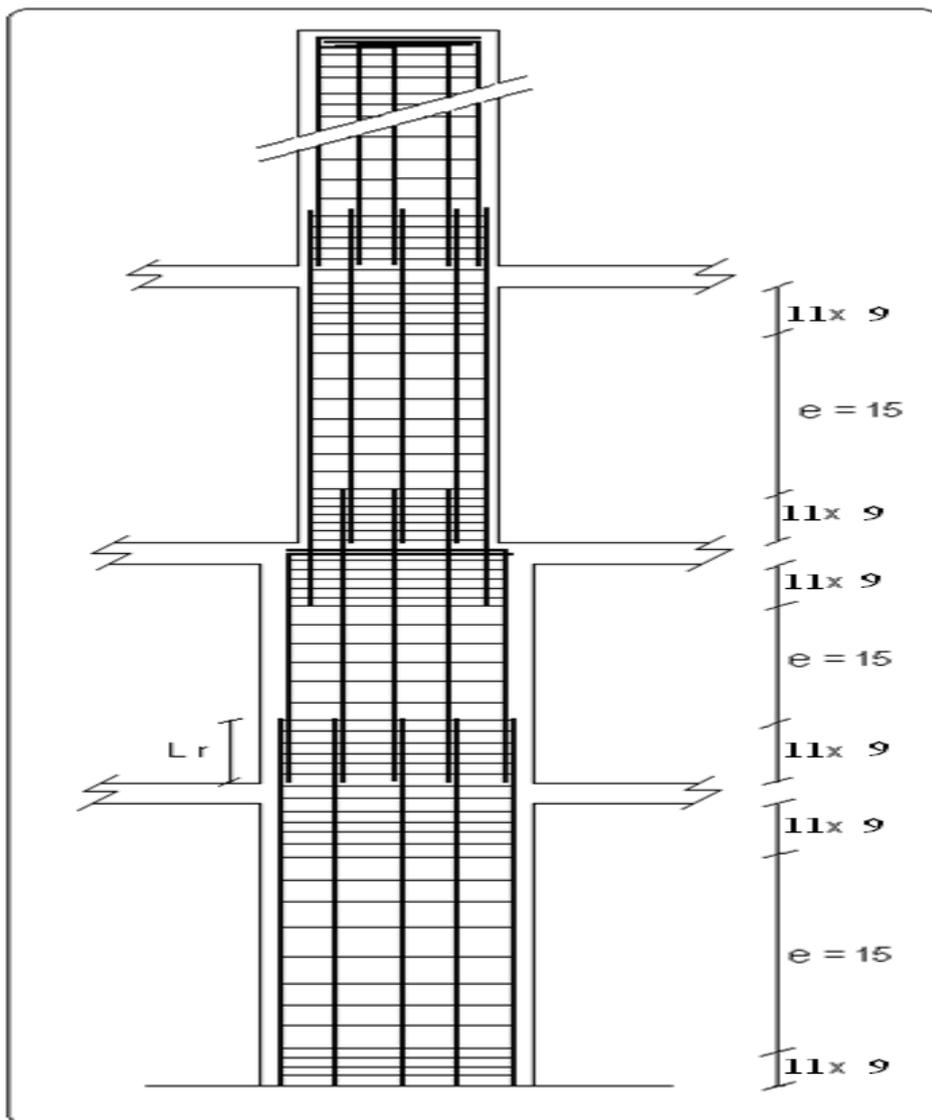
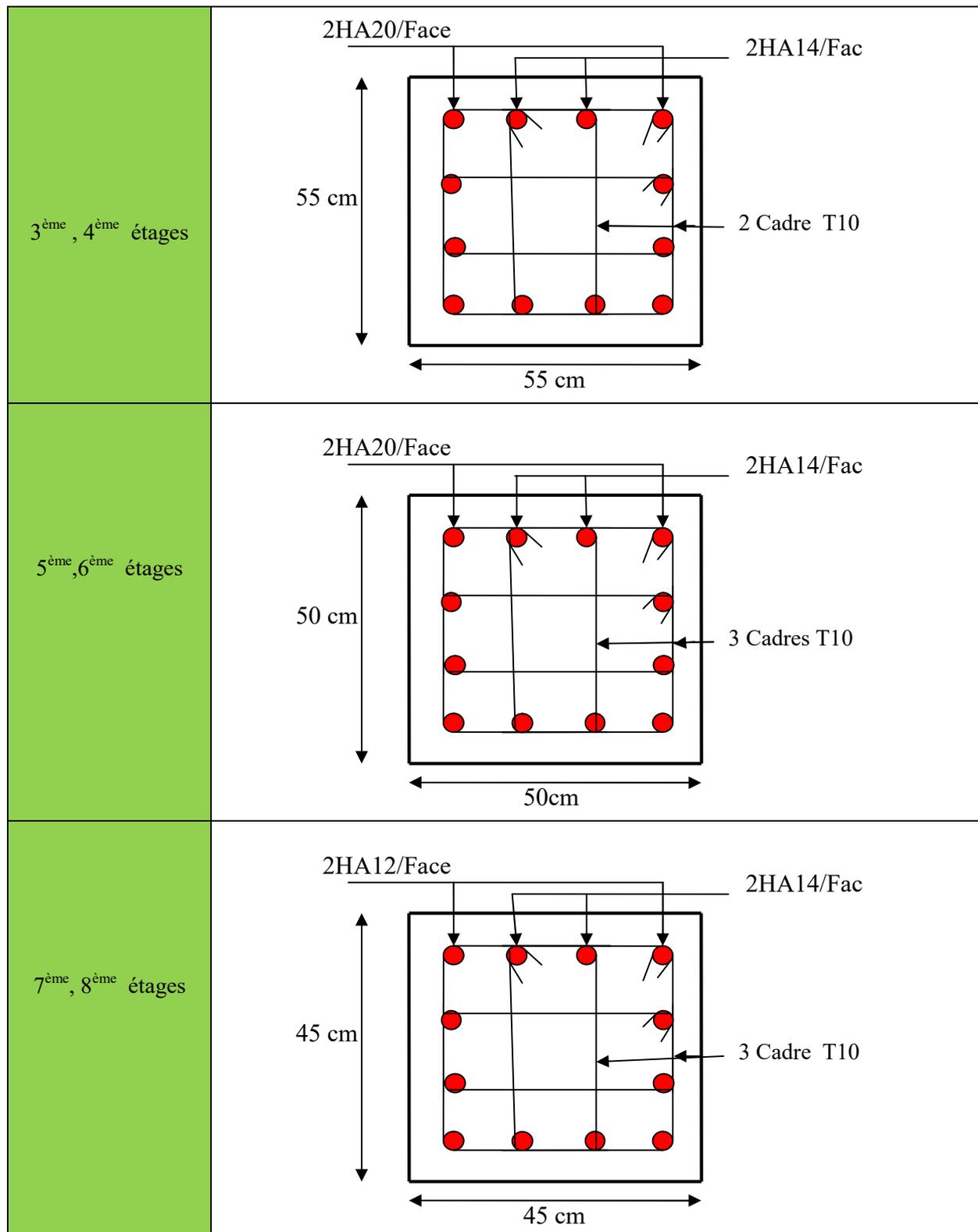


Fig.V. 4.Disposition des armateurs dans les poteaux.

Tableau V.8. Schéma de ferrailage des poteaux.

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
Sous-sol+RDC	<p>12HA20/Fac</p> <p>65 cm</p> <p>65 cm</p> <p>3 Cadre T10</p>
1,2 ^{ème} étages	<p>2HA14/Face</p> <p>2HA20/Face</p> <p>60 cm</p> <p>60 cm</p> <p>3 Cadre T10</p>



V.2. Études des poutres :

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges transmises par les planchers aux poteaux .Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées

uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

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

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$
- ❖ $G+Q$
- ❖ $G+Q\pm E$
- ❖ $0.8G\pm E$

V.2.1. Recommandation du RPA 99 / V2003

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1)

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

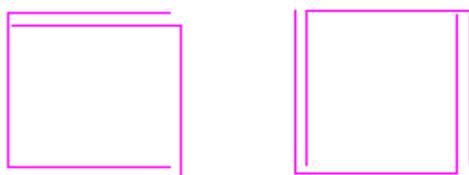
Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b \times h$ en zone courante,
- $6\% b \times h$ en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de $40\Phi_{\max}$ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 90° .
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ✓ On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**Fig. V.5 :** 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)**b) Les armatures transversales**

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

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

-Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, minimum de : $S \leq \min (h/4 ; 12 \phi_l)$

-En dehors de la zone nodale, $S \leq h/2$

Avec : h : La hauteur de la poutre

✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

V.2.2. Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.9. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	Zone de recouvrement
Principales	35×65	11,375	91	136,5
Principales	30×45	6,75	54	81
Secondaires	30×35	5,25	42	63

V.2.3. Ferrailage des poutres

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le fichier résultats du logiciel SAP2000, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA99/version2003.

➤ Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :

Calcul du moment réduit ultime :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \begin{cases} 14.2 \text{MPa} & \text{situation courante } (\gamma_b = 1.5) \\ 18.48 \text{MPa} & \text{situation accidentelle } (\gamma_b = 1.15) \end{cases}$$

→ Si $\mu_{bu} \leq \mu_l = 0.3916$ alors :

$$A_s' = 0 \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$\text{vec : } \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{pour les situations courantes.} \\ 1 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) \rightarrow z = d(1 - 0.4\alpha)$$

→ Si $\mu_{bu} > \mu_l = 0.3916$ alors

$$A_s' = \frac{M_u - M_l}{(d - d') \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{M_l}{z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} + A_s'$$

$$\text{Avec : } M_l = \mu_l \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

➤ Exemple de calcul :

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre principale d'étages courante (30×45) la plus sollicitée

$$\text{Avec les sollicitations suivantes : } \begin{cases} M_t = 177,27 \text{KN.m} \dots (0,8G + F_x) \\ M_a = -220,36 \text{KN.m} \dots (G + Q + F_x) \end{cases}$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = 0,$$

$$\mu_{bu} = 0,172 < \mu_l = 0,391 \quad \Rightarrow \quad A_s' = 0$$

$$\alpha = 0,239, Z = 0,388 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad A = 11,396 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu}=0,214$$

$$\mu_{bu}=0,186 < \mu_l=0,391 \implies A'=0$$

$$\alpha=0,306, Z=0,37 \text{ m} \implies A=14,66 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tab. V.10. Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type	Section	Localis	M(KN*M)	V(KN)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Terrasse inaccessible	pp	30*45	Appuis	-170,15	170,97	10,91	6,75	11,12	4HA16+2HA14
			Travée	91,56		5,58		6,03	3HA16
	pp	35*65	Appuis	-111,114	98,006	4,50	11,375	8,04	4HA16
			Travée	81,49		3,28		4,62	3HA14
	ps	30*35	Appuis	-135,43	80,73	11,77	5,25	12,06	6HA16
			Travée	65,33		5,24		5,65	5HA12
Étages courant	pp	30*45	Appuis	-220,39	183,96	14,66	6,75	15,45	3HA20+3HA16
			Travée	177,27		11,39		12,06	6HA16
	pp	35*65	Appuis	-244,048	101,34	10,19	11,375	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	115,34		4,68		5,75	3H14+1HA12
	ps	30*35	Appuis	-137,61	98,48	11,99	5,25	12,06	6HA16
			Travée	107,72		9,055		9,24	6HA14
Usage commerciale	pp	30*45	Appuis	-102,14	64,79	6,26,	6,75	6,79	6HA12
			Travée	94,37		5,76		6,16	4HA14
	pp	35*65	Appuis	-148,33	73,003	6,06	11,375	8,04	4HA16
			Travée	61,60		2,47		4,62	3HA14
	ps	30*35	Appuis	-87,47	75,26	7,18	5,25	8,04	4HA16
			Travée	79,61		6,49		7,70	5HA14

V.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

- **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

- **Poutres principales (30*45):**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54\text{cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement: $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81\text{cm}^2 > A_{adopté}$

- **Poutres principales (35*65):**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 65 = 91\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 35 \times 65 = 136,5\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

➤ **Poutres secondaires :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

En zone de recouvrement: $A_{\max} = 6\%b.h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63\text{cm}^2 > A_{\text{adopté}}$

• **Les longueurs de recouvrement :**

$\Phi=20\text{mm}$ $L_r=40*20=800\text{ mm}$ On adopte $L_r=80\text{ cm}$

$\Phi=16\text{mm}$ $L_r=40*16=640\text{ mm}$ On adopte $L_r=65\text{cm}$

$\Phi=14\text{mm}$ $L_r=40*14=560\text{ mm}$ On adopte $L_r=60\text{ cm}$

V.2.5. Les armatures transversales :

Soit Φ diamètre des armatures transversales donnée par : $\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right)$

- les poutres principales (30*45)

$$\Phi \leq \min(1,2 ; 45/30 ; 30/10)$$

$$\Phi \leq \min(1,2 ; 1,5 ; 3) \Rightarrow \Phi_t = 10\text{ mm}$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 = 3.14cm²

- les poutres principales (35*65)

$$\Phi \leq \min(1,2 ; 65/35 ; 35/10)$$

$$\Phi \leq \min(1,2 ; 1,85 ; 3,5) \Rightarrow \Phi_t = 10\text{ mm}$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 = 3.14cm²

- les poutres secondaires (30*35)

$$\Phi \leq \min(1,2 ; 35/35 ; 30/10)$$

$$\Phi \leq \min(1,2 ; 1, ; 3) \Rightarrow \Phi_t = 10\text{ mm}$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 = 3.14cm²

b).Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

✓ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t^{\min}\right)$$

- Poutres principales (30*45): $S_t \leq \min(11,25 ; 14,4) = 11,25$ Soit : $S_t = 10\text{ cm}$.

- Poutres principales (35*65): $S_t \leq \min(16,25 ; 14,4) = 14,5$ Soit : $S_t = 10$ cm.
- Poutres secondaires: (30*35): $S_t \leq \min(8,75; 14,4) = 14$ Soit : $S_t = 8$ cm.
- ✓ Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$
 - Poutres principales: $S_t \leq 45/2 = 22,5$ cm Soit : $S_t = 20$ cm
 - Poutres principales: $S_t \leq 65/2 = 32,5$ cm Soit : $S_t = 20$ cm
 - Poutres secondaires: $S_t \leq 35/2 = 17,5$ cm Soit : $S_t = 15$ cm

c). Vérification des sections d'armatures transversales :

- $A_t^{\min} = 0,003 * S_t * h = 0,003 * 15 * 35 = 1,57 \text{ cm}^2$...condition vérifier pour les poutres secondaires.
- $A_t^{\min} = 0,003 * S_t * h = 0,003 * 20 * 45 = 2,7 \text{ cm}^2$...condition vérifier pour les poutres principale de section (30*40) .
- $A_t^{\min} = 0,003 * S_t * h = 0,003 * 20 * 65 = 3,9 \text{ cm}^2$...condition non vérifier pour les poutres principale de section (30*65).

Solution : on doit augmenter la section d'acier tq : $A_{\text{adopt}} \geq A_t^{\min}$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA12 = $4,52 \text{ cm}^2 \geq A_t^{\min} = 4,2 \text{ cm}^2$ Condition vérifier.

V.2.6. Vérification à l'ELU ET ELS :

a). Condition de non fragilité : BAEL91 (Art F.IV.2)

- Poutres principales de section (30*45) $\Rightarrow A_{\min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_c = 1,55 \text{ cm}^2$.
- Poutres principales de section (35*65) $\Rightarrow A_{\min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_c = 2,66 \text{ cm}^2$.
- Poutres principales de section (30*35) $\Rightarrow A_{\min} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_c = 1,19 \text{ cm}^2$.

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

➤ **Vérification des contraintes tangentielles**

• **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d}$

- Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.11. Vérification de l'effort tranchant

Usages	Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Terrasse incc	Principale (30*45)	170,97	1,25	Vérifiée
	principale (35*65)	98,006	0,275	Vérifiée

	Secondaire (30*35)	80,73	0,81	Vérifiée
Courante	Principale (30*45)	183,96	1,42	Vérifiée
	principale (35*65)	101,34	0,45	Vérifiée
	Secondaire (30*35)	98,48	0,99	Vérifiée
Commerciale	Principale (30*45)	64,79	0,50	Vérifiée
	principale (35*65)	73,003	0,331	Vérifiée
	Secondaire (30*35)	75,26	0,76	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

✓ en appui de rives : $A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_c}$

✓ en appui intermédiaires : $A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_c} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Usages	Poutres	A_1 (cm) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_c}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_c} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Terrasse Incc	Principale (30*45)	11,12	170,97	170,15	4,91	-7,72	Vérifiée
	principale (35*65)	8,04	98,006	111,114	2,81	-2,81	Vérifiée
	Secondaire (30*35)	12	80,73	135,43	2,32	-10,78	Vérifiée
Courante	principale (30*45)	15,45	183,96	220,39	5,28	-11,08	Vérifiée
	principale (35*65)	10,65	101,34	244,048	2,91	-9,46	Vérifiée

	Secondaire (30*35)	12,06	98,48	137,61	2,83	-9,23	Vérifiée
Commerciale	principale (30*45)	6,79	64,79	102,14	1,86	-5,72	Vérifiée
	principale (35*65)	8,04	73,003	148,33	2,09	-5,42	Vérifiée
	Secondaire (30*35)	8,04	75,26	87,47	2,16	-2,27	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

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

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

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

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab. V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Usages	Poutres	Élément	M_{ser} (KN.m)	y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Terrasse Incc	Principale (30*45)	Appuis	-124,30	0,17	0,0016	13,05	15	vérifiée
		Travée	66,96	0,133	0,001033	8,66	15	vérifiée
	Principale (35*65)	Appuis	-74,65	0,176	0,00312	4,22	15	vérifiée
		Travée	59,78	0,139	0,00198	4,19	15	vérifiée

	Secondaire (30*35)	Appuis	-99,26	0,148	0,00092	14,43	15	vérifiée
		Travée	47,43	0,11	0,00054	9,7	15	vérifiée
Courante	Principale (30*45)	Appuis	-155,93	0,191	0,002020	14,80	15	vérifiée
		Travée	74,61	0,175	0,00171	7,637	15	vérifiée
	Principale (35*65)	Appuis	-98,44	0,198	0,00388	5,02	15	vérifiée
		Travée	51,76	0,153	0,00238	3,33	15	vérifiée
	Secondaire (30*35)	Appuis	-89,19	0,148	0,000923	14,30	15	vérifiée
		Travée	45,17	0,134	0,000773	7,85	15	vérifiée
Commercia le	Principale (30*45)	Appuis	-40,74	0,14	0,00113	5,05	15	vérifiée
		Travée	28,49	0,134	0,00105	3,658	15	vérifiée
	Principale (35*65)	Appuis	-53,38	0,176	0,0031	3,02	15	vérifiée
		Travée	28,22	0,139	0,00198	1,98	15	vérifiée
	Secondaire (30*35)	Appuis	-62,25	0,127	0,000701	11,31	15	vérifiée
		Travée	56,54	0,125	0,00068	10,36	15	vérifiée

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres principales (30*45)

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{660} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{45}{660} = 0,07 \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0,053 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0,01 \leq \frac{4,2}{fe} = 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres principales (35*65)

$$\frac{h}{l} = \frac{65}{840} = 0,08 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{70}{840} = 0,08 \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0,056 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0,008 \leq \frac{4,2}{fe} = 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Poutre secondaires (30*35)

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{550} = 0,063 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{550} = 0,072 \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} = 0,063 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0,075 \leq \frac{4,2}{fe} = 0,01 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ca, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25 , c.à.d : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$

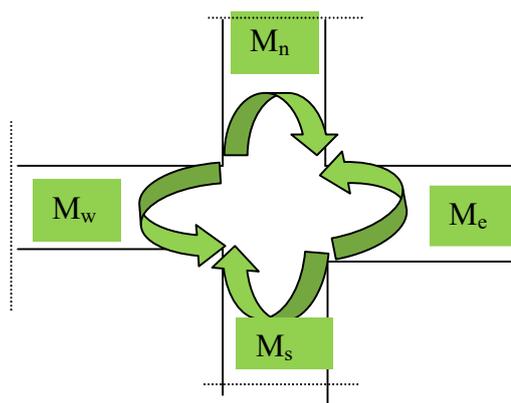


Figure. V. 6 : Les moments sur la zone nodale

• **Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres**

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec :

$$\begin{cases} z = 0.9 \times h & (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant

Tab. V.14. Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
65×65	58,5	18,89	384,56
60×60	54	15,64	293,90
55×55	49,5	12,45	214,46
50×50	45	10,30	161,29
45×45	40,5	8,42	118,67

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.1 5. Vérification de la zone nodale dan l'étages courante

Niveaux	Plan	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25(M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
R D C+sous sol	PP	384,56	384,56	59,19	32,56	769,12	114,69	Vérifié
1 ^{ère} 2 ^{ème} étage	PP	293,90	293,90	108,88	84,99	587,8	242,33	Vérifié
3 ^{ème} 4 ^{ème} étage	PP	214,46	214,46	108,88	84,99	428,92	242,34	Vérifié
5 ^{ème} 6 ^{ème} étage	PP	161,29	161,29	108,88	84,99	322,58	242,34	Vérifié
7 ^{ème} 8 ^{ème} étage	PP	118,67	118,67	108,88	84,99	253,34	242,34	Vérifié

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres , donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux .

Exemple de ferrailage de la poutre principale étages courants.

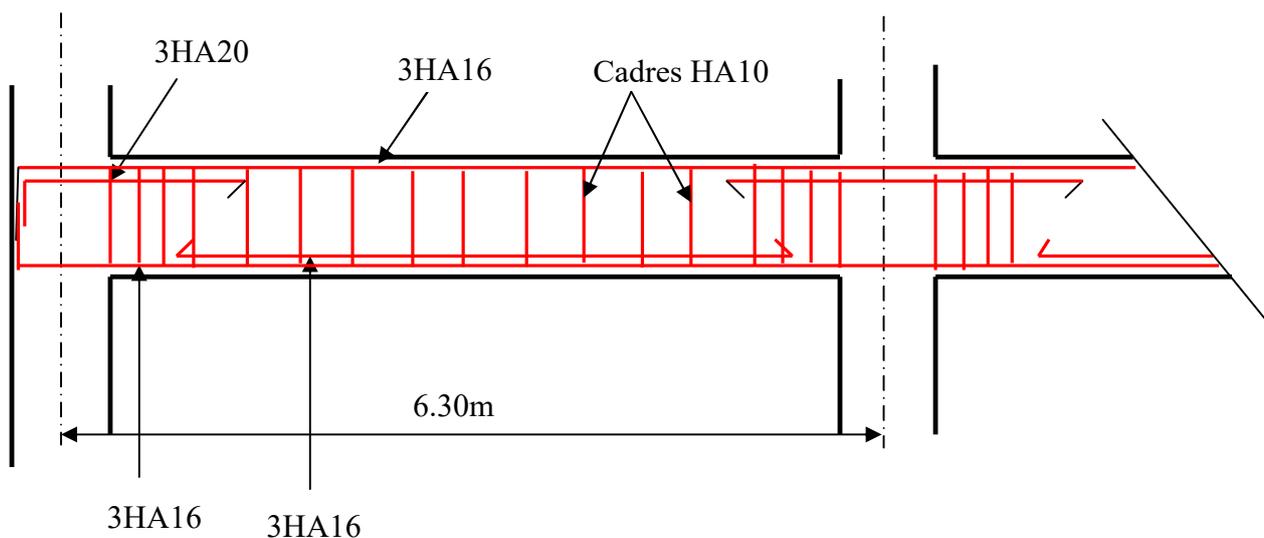
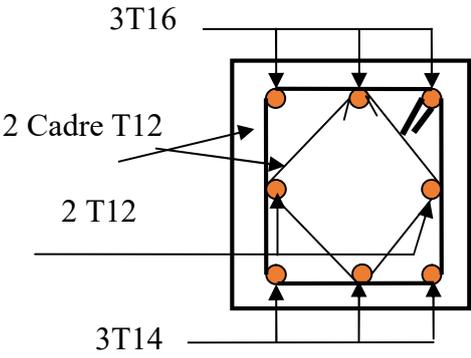
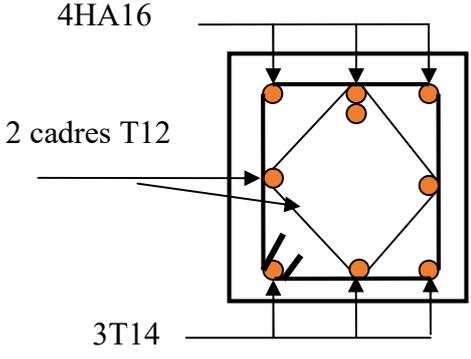
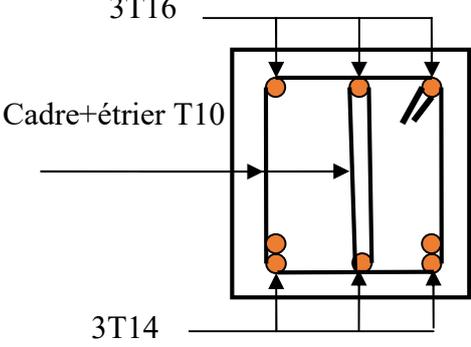
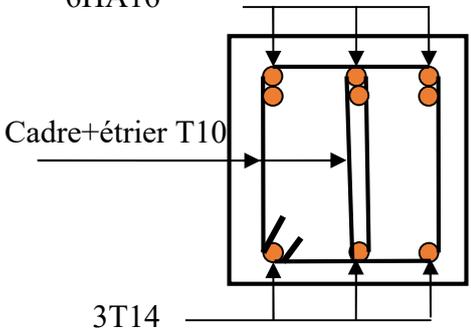


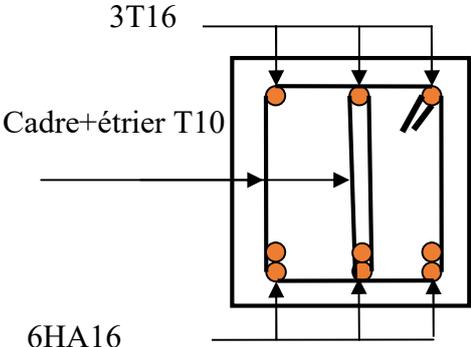
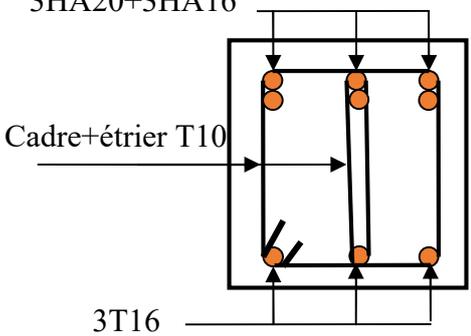
Figure V.7 : Disposition constrictive des armatures dans les poutres

V.2.7. Schéma de ferrailage des poutres

Tableau. V.16. Schémas de ferrailage des poutres.

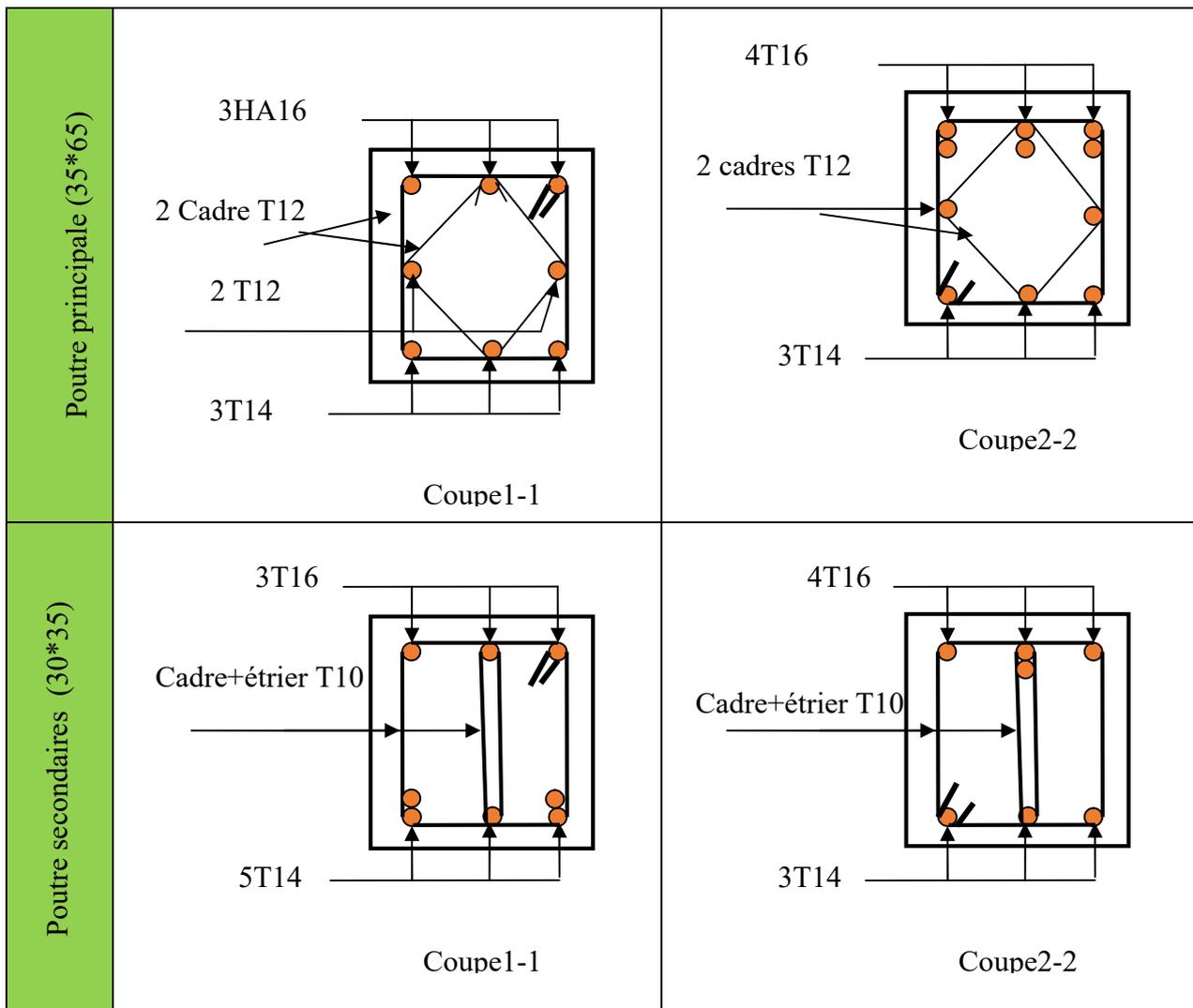
Poutre	Schéma de ferrailage des poutres (Terrasse)	
	En travée	En appuis
Poutre Principale (30*45)	<p>Coupe1-1</p>	<p>Coupe2-2</p>

<p>Poutre principale (35*65)</p>	 <p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>	 <p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>
<p>Poutre secondaires («30*35»)</p>	 <p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>	 <p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>

Poutre	Schéma de ferrailage des poutres(Habitation)	
	En travée	En appuis
<p>Poutre Principale (30*45)</p>	 <p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>	 <p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>

Poutre principale (35*65)	<p>3T14</p> <p>2 Cadre T12</p> <p>2 T12</p> <p>3T14+1T12</p> <p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>	<p>3T16+3T14</p> <p>2 cadres T12</p> <p>3T14</p> <p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>
Poutre secondaires (30*40)	<p>3T16</p> <p>Cadre+étrier T10</p> <p>6T14</p> <p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>	<p>6T16</p> <p>Cadre+étrier T10</p> <p>3T14</p> <p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>

Poutre	Schéma de ferrailage des poutres(commercial)	
	En travée	En appuis
Poutre Principale (30*45)	<p>3T12</p> <p>Cadre+étrier T10</p> <p>4T14</p> <p style="text-align: center;">Coupe1-1</p>	<p>6T12</p> <p>Cadre+étrier T10</p> <p>3T14</p> <p style="text-align: center;">Coupe2-2</p>



V.3. Etude des 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 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastéré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ 0.8G\pm E \\ G+Q\pm E \end{array} \right.$$

V.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$\triangleright A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

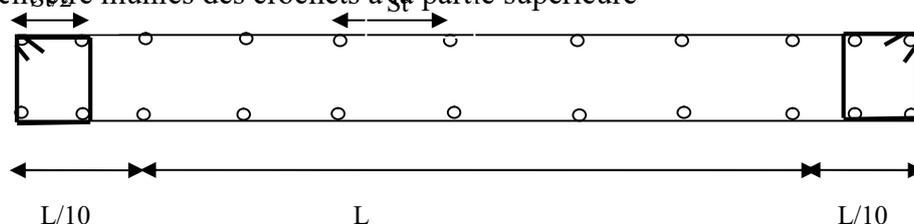


Fig.V.8.Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) 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 :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

b) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et

Possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les

Combinaisons possibles de charges

V.3.2. Disposition des voiles

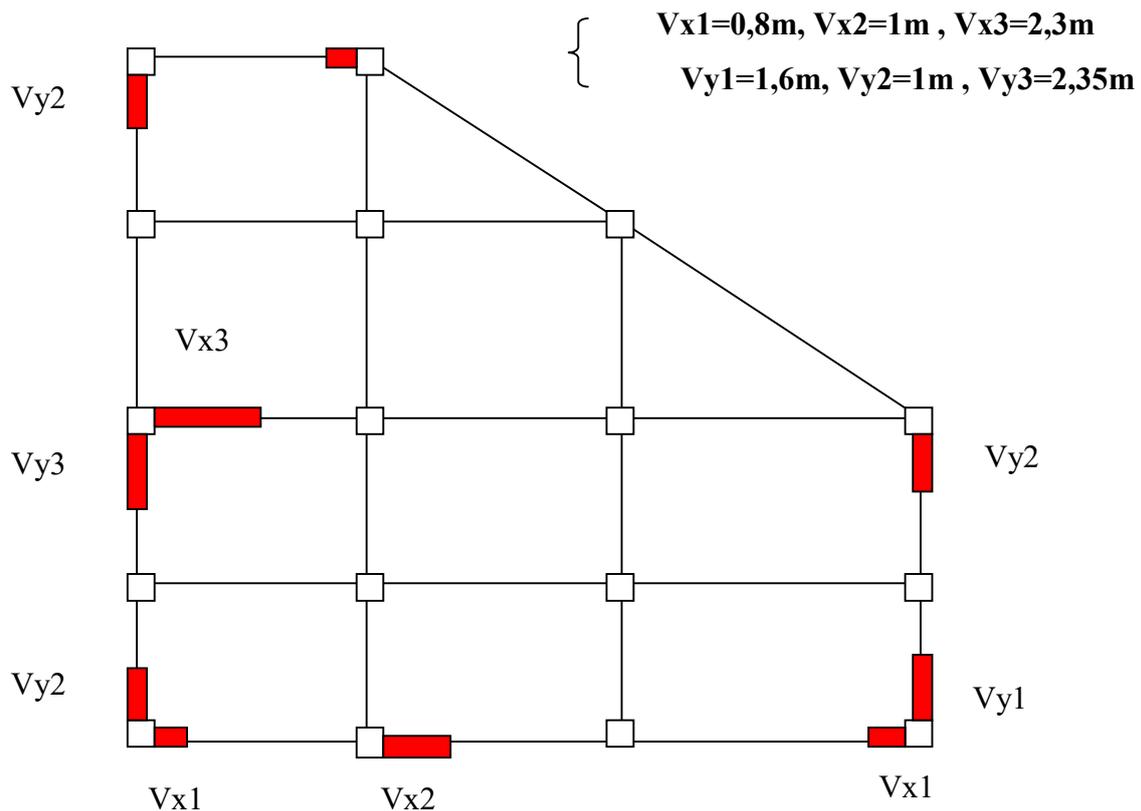


Figure V.9. Schéma de répartition des voiles.

V.3.3. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles :

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000, Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau. V.17. Sollicitations max de calcul dans le voile $V_{x1}=0,8m$ dans tous les niveaux.

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$V_d(KN)$
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC=Sous-sol	V_{x1}	969,165	87,755	135,88	653,17	-236,62	71,44	56,28
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	V_{x1}	408,635	30,137	169,053	222,31	49,498	109,083	105,04
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	V_{x1}	296,026	41,82	157,54	135,107	50	96,70	103,27
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	V_{x1}	215,33	50,23	157,54	135,107	-9,22	85,11	91,135
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	V_{x1}	54,24	47,49	96,11	-40,40	-63,12	85,65	64,17

V.3.4. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

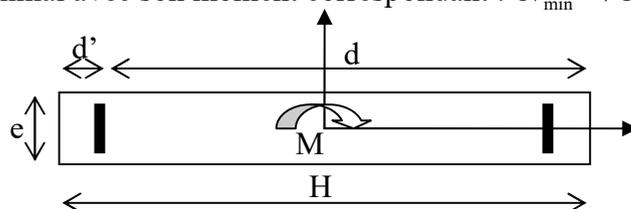


Figure V.10. Schéma d'un voile plein

On va exposer un seul exemple de calcul V_{x1} RDC et les autres seront résumés dans un tableau.

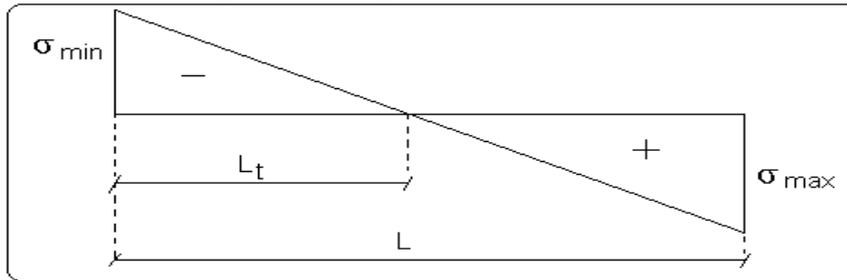
A). Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 0,8m, d = 0,75m, e = 0.20m.$$

$$N_{max} = 969,165KN(\text{traction}), M_{cor} = 87,775KN.m. (\text{Combinaison ELU}).$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{969,165 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,8} + \frac{87,755 \times 10^{-3}}{0,0085} \times 0,4 = 10,17 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{969,165 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,8} - \frac{87,755 \times 10^{-3}}{0,0085} \times 0,4 = 1,93 \text{ MPa.}$$

$$L_t = 0 \text{ m.}$$

Donc on opte pour la section entièrement comprimée. $A_s = 0 \text{ cm}^2$

b). Calcul sous M_{\max} et N_{cor} : (G+Q+Ex)

$$M = 135,88 \text{ KN.m}, N = 653,17 \text{ KN} \rightarrow e_G = 0,253 \text{ m} < (0,80/2) = 0,4 \text{ m.}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\min} + \sigma_{\max}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{135,88 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,8} + \frac{653,17 \times 10^{-3}}{0,0085} \times 0,4 = 31,58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{969,165 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,8} - \frac{87,755 \times 10^{-3}}{0,0085} \times 0,4 = -29,88 \text{ MPa.}$$

$$L_t = 0,388 \text{ m.}$$

$$L_c = 0,024 \text{ m.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{\text{bu}} = 0,174 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0,242 \rightarrow z = 0,677 \text{ m} \rightarrow A_1 = 1,54 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = -2,98 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2$$

c). Calcul sous N_{min} et M_{cor} : (0,8G+Ex)

$$N = -236,621 \text{ KN} \rightarrow M = 71,44 \text{ KN.m}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{-236,621 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,8} + \frac{71,44 \times 10^{-3}}{0,0085} \times 0,4 = 1,89,58 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{-236,621 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,8} - \frac{71,44 \times 10^{-3}}{0,0085} \times 0,4 = -4,83 \text{ MPa.}$$

$$L_t = 0,61 \text{ m.}$$

$$L_c = 0,0 \text{ m.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = -0,0054 < \mu_l = 0,391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = -0,068 \rightarrow z = 0,752 \text{ m} \rightarrow A_l = 0,43 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 5,53 \text{ cm}^2$$

b). Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$V_{max} = 56,28 \text{ KN}$$

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1,4 \times 56,28 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,8} = 0,122 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 0,15 \text{ cm}^2.$$

- **Vérifications:**

$$A_{min(ZT)} = 0,2\% \times e \times L_t = 0,2\% \times 20 \times 61 = 2,44 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone tendue par le RPA).}$$

$$A_{min(ZC)} = 0,1\% \times e \times (L - 2 L_t) = 0,1\% \times 20 \times (80 - 2 \times 61) = 0 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone comprimée par le RPA).}$$

$$A_{min(BAEL)} = 0,23 \times d \times e \times f_{t28} / f_c = 0,23 \times 75 \times 20 \times 2,1 / 400 = 1,35 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ dans le voile par le BAEL).}$$

$$A_{min(ZG)} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 20 \times 80 = 2,4 \text{ cm}^2. \text{ (} A_{min} \text{ en zone globale du voile par le RPA).}$$

Donc on ferraille avec :

Les résultats de ferrailages seront récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.

A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.

A_{vmin} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.

Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.

Nbre/plan : nombre de barres adaptées pour 1 mètre linéaire.

S_i : Espacement.

A_H^{\min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.

A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1 mètre linéaire.

A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1 mètre linéaire.

Tableau. V.18. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+sous -sol	1 ^{er} et 2 ^{ém} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×0,8	0.15×0,8	0.15×0,8	0.15×0,8	0.15×0,8
M(KN)	71,44	109.083	96.70	85.11	85.65
N(KN)	-236,621	49.498	50	-9.22	-63.12
V (KN)	56,28	105.024	103.27	91.135	64.17
τ (MPa)	0,38	0,700	0,688	0.607	0.427
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	5,53	3,16	2,08	3,56	3,84
A_v^{\min} (cm ²)	1,83	1,11	0,57	1,23	1,38
A_v^{adop} (cm ²)	5,65	3.93	3.93	3.93	3.93
Lt(cm)	0,61	0,37	0,19	0,41	0,46
Section	SET	SPC	SPC	SET	SET
N^{bre} /zon T	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.36	0.66	0.65	0,57	0.40
A_h^{\min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
N^{bre} /par Plan	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	20	20	25	25	25

Tableau. V.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+sous -sol	1 ^{er} et 2 ^{ém} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1	0.15×1	0.15×1	0.15×1	0.15×1
M(KN)	204,0027	90.96	76.31	57.21	53.047
N(KN)	82,63	243.53	158,92	66.85	-31.92
V (KN)	102,46	104.89	103.21	83.96	64.17
τ (MPa)	0,539	0,749	0,737	0.599	0.458
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	0,51	0	1,44	0	0,31
A_v^{min} (cm ²)	1,55	1,33	0,57	1,23	1,38
A_v^{adop} (cm ²)	5,65	3.93	3.93	3.93	3.93
Lt(cm)	0,46	0,32	0,19	0,41	0,46
Section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
N^{bre} /zon T	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.36	0.66	0.65	0,57	0.40
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
N^{bre} /par Plan	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	20	20	25	25	25

Tableau. V.20. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+sous -sol	1 ^{er} et 2 ^{ém} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2,3	0.15×2.3	0.15×2.3	0.15×2.3	0.15×2.3
M(KN)	1545.575	486.34	198.221	120.92	91.89
N(KN)	-400.85	503.751	282.60	-89.185	-16.525
V (KN)	531.98	324.91	258.26	201.187	117.67
τ (MPa)	1.65	1.34	1.07	0.834	0.488
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	22.68	0.00	0	0.223	1.23
A_v^{min} (cm ²)	5.04	2,07	1.59	2,49	3.69

$A_v^{adop} (cm^2)$	24.63	7.85	6.28	7.85	12.57
Lt(cm)	1.26	0.69	0.53	0.83	1.23
Section	SET	SPC	SPC	SPC	SET
$N^{bre}/zon T$	16HA14	10HA10	8HA10	10HA10	16HA10
$S_t(cm)$	15	15	15	15	15
$A_h^{cal} (cm^2)$	2.06	1.25	1.003	0,78	0.45
$A_h^{min} (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (cm^2)$	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
$N^{bre}/par Plan$	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8	5HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20

Tableau. V.21. Sollicitations de calcul dans le voile V_{Y1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+sous -sol	1 ^{er} et 2 ^{ém} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m^2)	0.20×1,6	0.15×1,6	0.15×1,6	0.15×1,6	0.15×1,6
M(KN)	1025,052	78.10	173.02	129.38	175,2
N(KN)	-562,334	101.205	75.36	69.076	-77.016
V (KN)	291,79	50.53	144.77	109.74	70.98
$\tau(MPa)$	1,27	0,29	0,84	0,64	0,41
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}(MPa)$	5	5	5	5	5
$A_v^{cal} (cm^2)$	24,14	0	1,86	1,21	3,83
$A_v^{min} (cm^2)$	4,8	3,6	3,6	3,6	3,6
$A_v^{adop} (cm^2)$	5,65	3,93	3.93	3.93	3.93
Lt(cm)	0,91	0,52	0,706	0,68	0,89
Section	SET	SPC	SPC	SPC	SPC
$N^{bre}/zon T$	8HA20	5HA10	6HA10	5HA10	5HA10
$S_t(cm)$	10	20	20	20	20
$A_h^{cal} (cm^2)$	1,58	0,27	0,78	0,6	0,38
$A_h^{min} (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adop} (cm^2)$	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
$N^{bre}/par Plan$	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
$S_t(cm)$	25	25	25	25	25

Tableau. V.22. Sollicitations de calcul dans le voile V_{Y2} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+sous -sol	1 ^{er} et 2 ^{ém} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×1	0.15×1	0.15×1	0.15×1	0.15×1
M(KN)	141,45	78.10	56.87	42.95	25.76
N(KN)	-14,45	101.205	60.44	9.42	-13.22
V (KN)	64,03	50.53	46.95	39.99	29.9
τ (MPa)	0,448	0,471	0,438	0,373	0,279
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	3,98	0.78	0,72	1,01	0,85
A_v^{min} (cm ²)	3	2,25	2,25	2,25	2,25
A_v^{adop} (cm ²)	5,65	3,93	3.93	3.93	3.93
Lt(cm)	0,508	0,39	0, 41	0,48	0,54
Section	SET	SPC	SPC	SPC	SET
N^{bre} /zon T	5HA12	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.56	0.44	0,41	0,34	0,26
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
N^{bre} /par Plan	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau. V.23. Sollicitations de calcul dans le voile V_{Y3} dans tous les niveaux

Niveau	RDC+sous -sol	1 ^{er} et 2 ^{ém} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.20×2,35	0.15×2,35	0.15×2,35	0.15×2,35	0.15×2,35
M(KN)	1256,54	683.43	395.84	242.53	198.64
N(KN)	-221,432	190.27	257.089	123.32	34.202
V (KN)	419,955	382.331	281.25	191.82	137.75
τ (MPa)	0,912	1,10	0,815	0,556	0,399
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	6,58	2.58	1,72	0	0,87
A_v^{min} (cm ²)	5.7	2,3	1.62	2,57	3.23

A_v^{adop} (cm ²)	7,85	3,93	3,93	3,93	3,93
Lt(cm)	1,42	1,34	0,97	0,59	0,89
Section	SET	SET	SPC	SPC	SPC
N^{bre} /zon T	10HA10	10HA10	10HA10	8HA10	8HA10
S_t (cm)	25	25	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.33	1.27	1.043	0,83	0.51
A_h^{min} (cm ²)	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
A_h^{adop} (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
N^{bre} /par Plan	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Exemple de ferrailage. Voile Vx1 RDC

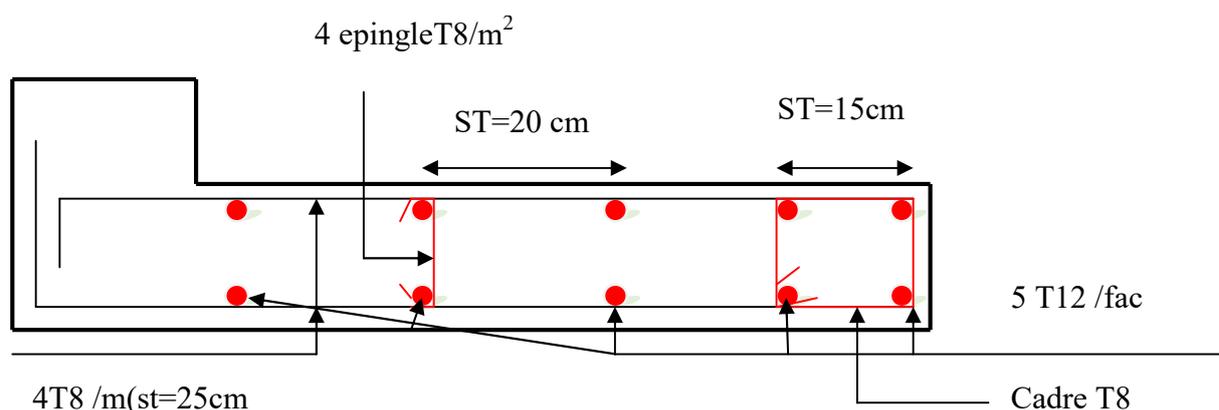


Fig. V.11 : Schéma de ferrailage du voile Vx1, Sous-sol+RDC

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le *RPA*. Il est noté que le ferrailage minimum *RPA* est souvent plus important que celui calculé par le *BAEL*.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SAP 2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de *RPA* et le *BAEL*.

Chapitre VI

Etude

de l'infrastructure

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

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 \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow 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.

VI. Etude des fondations.

VI .1 . Choix du type des fondations.

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur de 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.

VI .2. Combinaisons d'actions à considérer.

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- * $G + Q \pm E$
- * $0.8 \times G \pm E$

Ainsi les combinaisons exigées par le BAEL :

- * $G+Q$
- * $1,35G+1,5Q$

VI .3. Vérification des semelles isolées.

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle calculé selon la combinaison $G + Q$

Obtenue par le logiciel SAP2000.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

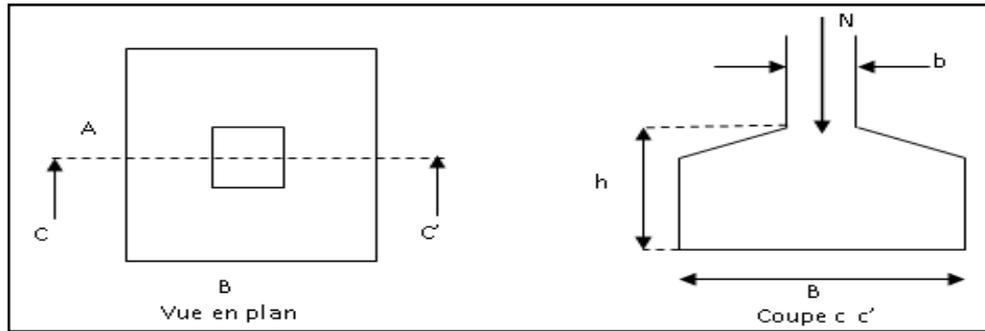


Figure VI.1 Vue d'une semelle isolée.

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans cette structure donne un effort normal de l'ordre : $N=2932,28\text{KN}$ sous la combinaison $G+Q$.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (*)$$

(A) dans (*) et on trouve la valeur de B : $B^2 \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2932,28}{323,1}} = 3,01\text{m}$

D'après le résultat, on remarque qu'il n'y a pas le chevauchement entre les semelles, donc le choix de ce type est convenant.

VI.4 .Etude des semelles isolées.

- **Hauteur de la semelle**

Pour une semelle rigide on a :

$$d = \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right)$$

On $A=B$ donc $d = \frac{B-b}{4}$

$$h_f = d + 5\text{cm}$$

$$d \geq \frac{3,10 - 0,65}{4} = 0,6125\text{m}$$

On prend $d=65$ cm.

Donc $h_f=65+5=70$ cm.

- **vérification des contraintes**

- poids propre de la semelle : $P_s=25 \times 3,10 \times 3,10 \times 0,70 = 168,175$ KN.

- poids propre de l'avant poteau : $P_{pot}=25 \times 0,65 \times 0,65 \times 0,7 = 7,393$ KN.

$$N' = N + \sum P \Rightarrow N' = 2932,28 + 168,775 + 7,393$$

$$N' = 3108,448$$
 KN.

$$\sigma_s = \frac{3,108}{9,61} = 0,323 \text{ bars} < 3.23 \text{ bars} \quad \text{c'est vérifié.}$$

- **ferrailage des semelles**

- ◆ **à l'ELU**

$$N_u = 4018,69 \text{ KN}$$

$$N'_u = N_u + 1,35 \sum P \Rightarrow N' = 4018,69 + 1,35(168,775 + 7,393) = 4256,48 \text{ KN}$$

$$A_x = A_y = \frac{N'(A-a)}{8 * d * f_{st}} = \frac{4256,48 \times 10^{-3} \times (3,10 - 0,65)}{8 \times 0,65 * 348} = 57,62 \text{ CM}^2$$

$$A_x = 18,58 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- ◆ **à l'ELS**

$$N'_s = N_s + \sum P \Rightarrow N' = 2932,28 + (168,775 + 7,393) = 3108,448 \text{ KN}$$

$$A_x = A_y = \frac{N(A-a)}{8 * d * f_{st}} = \frac{2932,28 * 10^{-3} * (3,1 - 0,65)}{8 * 0,65 * 202} = 68,39 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_y = 22,06 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable, alors on choisit :

$$A_x = A_y = 8 \text{ HA}20 = 25,13 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

- **Les longueurs de scellement**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_s} = 40 * \phi = 40 * 1,2 .$$

$$l_s = 48 \text{ cm.}$$

$$A/4 = 210/4 = 52,5 \text{ cm.}$$

$l_s = 48 \text{ cm} < A/4 = 52,5 \text{ cm} \Rightarrow$ toutes les barres sont prolongées jusqu'aux extrémités et doivent comporter des crochets.

• Schéma de ferrailage

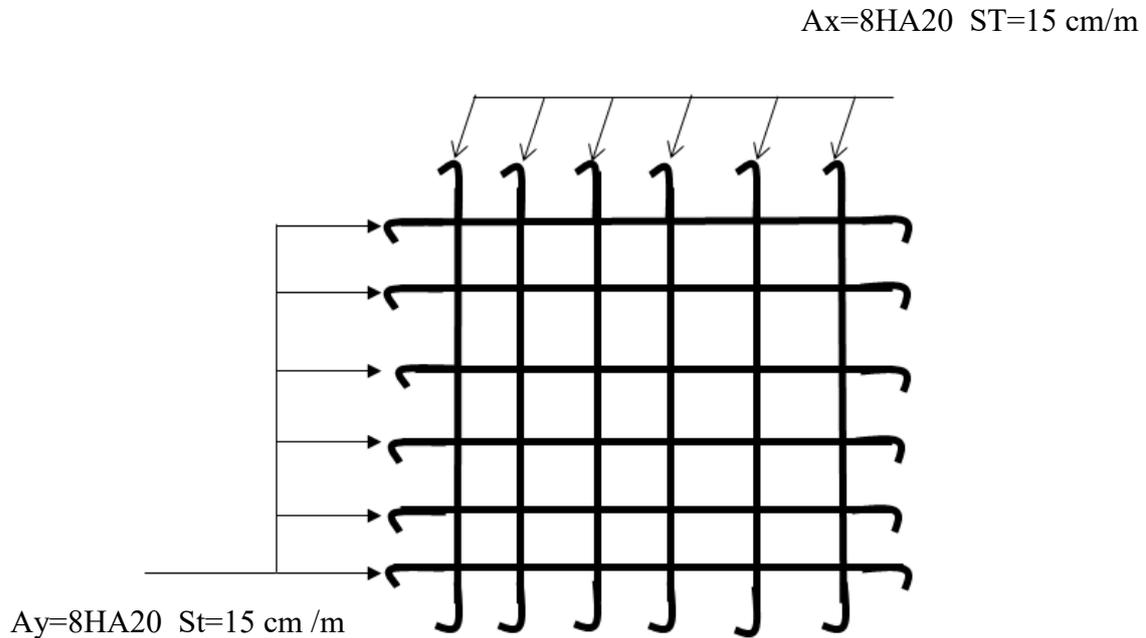


Fig. VII.2. Schéma de ferrailage d'une semelle isolée.

VI.5. Etude des semelles filantes sous mur

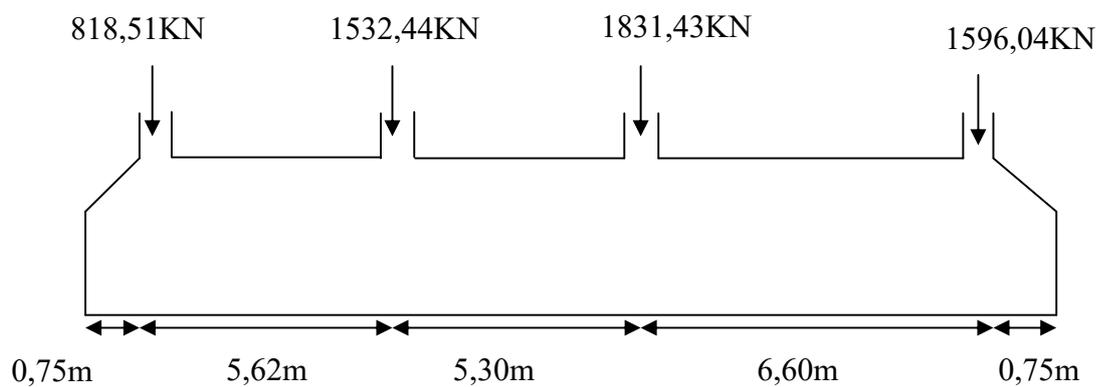


Figure VI.3. Schéma de la semelle filante.

$$N_{Total} = N_{(superstructure)} + N_{(infrastructure)}$$

Avec :

$$N_{(infrastructure)} = N_{(voile P)} + N_{(longrine)} + N_{(avant poteaux)} + N_{(semelle)} + N_{(Terre)} +$$

$$N_{(superstructure)} = 5778,42 \text{ KN}$$

$$N_{(voile périphérique)} = 25 \times 0,2 \times 2,66 \times 19,02 = 252,966 \text{ KN.m}$$

$$N_{(longrine)} = 25 \times 0,3 \times 0,4 \times 17,75 = 53,25 \text{ KN}$$

$$N_{(avant poteau)} = \gamma_b \times S \times h \times n \quad ; \quad \text{avec :}$$

S: surface transversale de l'avant-poteau

$$S = 65 \times 65 = 4225 \text{ cm}^2 ;$$

n: nombre de poteaux revenant à la semelle ; $n = 4$ poteaux.

$$N_{(avant poteau)} = 25 \times 0,4225 \times 0,5 \times 4 = 21,125 \text{ KN.}$$

$$N_{(semelle)} = \gamma_b \times S \times h_t.$$

$$N_{(semelle)} = 25 \times 19,02 \times 0,3 = 142,65 \text{ KN.}$$

$$N_{(terre)} = \gamma_b \times S_{semelle} \times h ; \gamma_h ; \text{ poids spécifique du sol ; } \gamma_h = 20.2 \text{ KN/m}^3.$$

$$N_{(terre)} = 20,2 \times 1 \times 19,02 \times 0,5 = 192,102 \text{ KN.}$$

$$N_{(TOTAL)} = 6440,513 \text{ KN.}$$

• Calcul de la surface de la semelle (S) :

La surface de la semelle est déterminée à partir de la condition suivante :

$$S \geq \frac{N_{Total}}{\sigma_{sol}} = \frac{6440,513}{323,1} = 19,93 \text{ m}^2$$

• Calcul de la largeur de la semelle (B) :

$$S = L \times B.$$

$$L = 19,02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow B \geq \frac{19,93}{19,02} = 1,048 ; \text{ soit : } B = 1,10 \text{ m}$$

• Calcul de la hauteur totale de la semelle (h_t) :

$$d > \frac{B - b}{2}.$$

$$d = 0,225 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,05 + 0,225 = 0,275 \text{ m} \Rightarrow h_t = 0,275 \text{ m} ; \text{ soit } h_t = 0,3 \text{ m.}$$

- Le Ferrailage

- Aciers principaux ($A_{//B}$)

$$A_{//B} = \frac{Nu \times (B - b)}{8 \times d \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Avec :

Nu : effort ultime sollicitant la semelle ;

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{contrainte d'acier ; } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPA.}$$

- Aciers de répartition ($A_{\perp B}$)

$$A_{\perp B} = \frac{A_{//B}}{4}$$

Application numérique :

$B = 1\text{m}$; $N_u = 11340,87 + 1,35 \times 662,093 = 12234,69\text{KN}$; $b = 0,65\text{ cm}$; $d = 25\text{cm}$.

$$A_{//B} = \frac{12234,69 \times 10^{-3} \times (1,10 - 0,65)}{8 \times 0,25 \times 348} = 79,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{//B} = 79,59 / \text{cm}^2 = 4,184 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 4HA12 = 4,52 cm²/ml avec un espacement de 25cm.

$$A_{\perp B} = \frac{4,52}{3} = 1,50 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 4HA8 = 2,01 cm² /ml avec un espacement de 25cm.

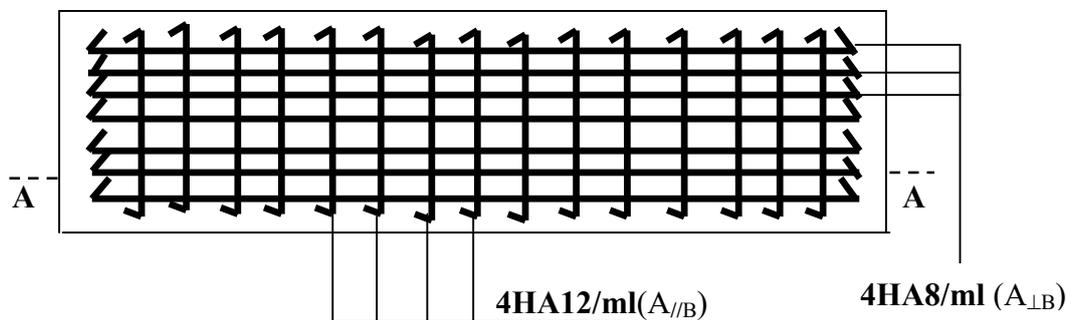
•Schéma de ferrailage

Figure VI.4. Schéma de ferrailage de la semelle filante sous mur.

VI.6 . Les longrines**A) Définition**

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

B).Rôle des longrines

Elles ont pour rôle de :

- porter les murs de façades.
- limiter les dallages.
- solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

C). Dimensions minimales de la section transversale des longrines

$b \times h = 25 \times 30$: Sites de catégorie S₂ et S₃. (C'est notre cas).

$b \times h =$

30×30 : Site de catégorie S₄.

RPA (Art 10.1.1.b)

La hauteur h des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad [1] \text{ (Art IV.2.3)}$$

avec :

L_{\max} : longueur maximale entre axes des longrines ; $L_{\max} = 7,5$ m.

$$\Rightarrow \frac{630}{15} \leq h \leq \frac{630}{10} \Rightarrow 42 \leq h \leq 63 \text{ (cm)} \Rightarrow \text{Soit } \mathbf{h = 50 \text{ cm; } b = 30 \text{ cm.}$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont : $(\mathbf{b \times h}) = (30 \times 50) \text{ cm}^2$.

D) Calcul des longrines

RPA (Art 10.1.1.b)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN.} \quad \text{RPA (Art 10.1.1.b)}$$

Avec :

N : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

considéré : $\left\{ \begin{array}{l} \alpha : \text{Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site} \\ \text{Site : } S_2, \text{ zone II} \Rightarrow \alpha = 15 \end{array} \right.$

E). Calcul des armatures.

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

a- Les armatures longitudinales(A_1)

BAEL (Art. A.4. 5. 33)

$$A_1 \geq (A_{(ELU)} ; A_{(ELS)}) .$$

Avec :

- $A_{(ELU)}$: section d'armatures calculée à l'état limite ultime : $A_{(ELU)} = \frac{F_{ELU}}{\sigma_s}$
- ♦ $F_{ELU} = \frac{N_{U_{\max}}}{\alpha}$; avec : $N_{U_{\max}}$: effort normal dans le poteau le plus sollicité à

L'E.L.U.

- ♦ $\sigma_s = 348$ MPa : contrainte limite ultime de l'acier.

- $A_{(ELS)}$: section d'armatures calculée à l'état limite de service : $A_{(ELS)} = \frac{F_{ELS}}{\sigma_s}$

♦ $F_{ELS} = \frac{N_{Smax}}{\alpha}$; avec : N_{Smax} : Effort normal dans le poteau le plus sollicité à l'E.L.S.

♦ $\sigma_s = 202 \text{ MPa}$: Contrainte limite de service de l'acier.

b-Condition de non-fragilité

BAEL (Art.A.4. 2.1)

$$A_{min} = b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 30 \times 45 \times \frac{2,1}{400} = 7.087 \text{ cm}^2.$$

c-Minimum d'armature exigé par le RPA

RPA (Art.10.1.1.b)

$$A_{min} = 0,6 \% b.d = 0,6\% 30 \times 45 = 8.1 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 1: Ferrailage longitudinal des longrines.

N_{Umax} (KN)	F_{ELU} (KN)	$A_{(ELU)}$ (cm ²)	N_{Smax} (KN)	F_{ELS} (KN)	$A_{(ELS)}$ (cm ²)	A_1 (cm ²)	$A_{min(B.A.E.L91)}$ (cm ²)	$A_{min(RPA99)}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)
4018,91	267.91	7.69	2932.28	195.49	9.67	9.67	7.087	8.1	4HA14+2HA16

b- Les armatures transversales (A_t)

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_{l \min}; \frac{b}{10} \right];$$

$$\text{Donc: } \phi_t \leq \min \left[\frac{50}{35}; 1,2; \frac{30}{10} \right] = \min [1,42; 1,2; 3] = 1\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm.}$$

On va choisir un cadre et un épingle \Rightarrow 3 barres.

$$\text{Donc, on adoptera } 3HA8 \Rightarrow A_t = 1,51 \text{ cm}^2.$$

F).Espacement

RPA (Art.10.1.1.b) $s_t \leq \min [$

20cm ; 15 $\phi_{l \min}$]

$$s_t \leq \min [20\text{cm}; 15 \times 1,6_{\min}] = \min [20\text{cm}; 24_{\min}] = 20\text{cm.}$$

Soit : $s_t = 15\text{cm.}$

G).Schéma de ferrailage des longrines

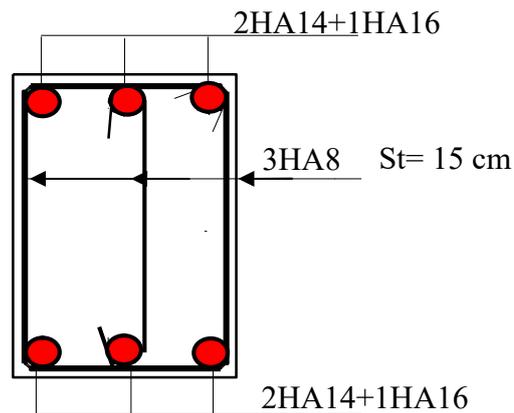


Figure VI.5: schéma de ferrailage des longrines.

VI .7. Voiles périphériques

A).Introduction

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

B).Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h= 2,36m$.
- Epaisseur : $e=20cm$.

C).Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 20,2KN / m^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 33^\circ$
- Cohésion : $C=0,44 Bar$

D).Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10 KN / m^2$.

E).Sollicitations

a) Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 20,2 \times 2,36 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{33}{2} \right) - 2 \times 44 \times \operatorname{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{33}{2} \right) = -6,15 \text{ KN/m}^2$$

Remarque : Dans notre cas la cohésion du sol est favorable implique que les voiles périphériques ne sont pas nécessaires donc on recalcule avec le cas le plus défavorable $c=0\text{KN/m}^2$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 20,2 \times 2,36 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{33}{2} \right) = 14,05 \text{ KN/m}^2$$

b) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{33}{2} \right) = 2,948 \text{ KN/m}^2$$

F).Ferrailage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

Calcul à l'ELU

$$P_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 23,3895 \text{ KN/m.}$$

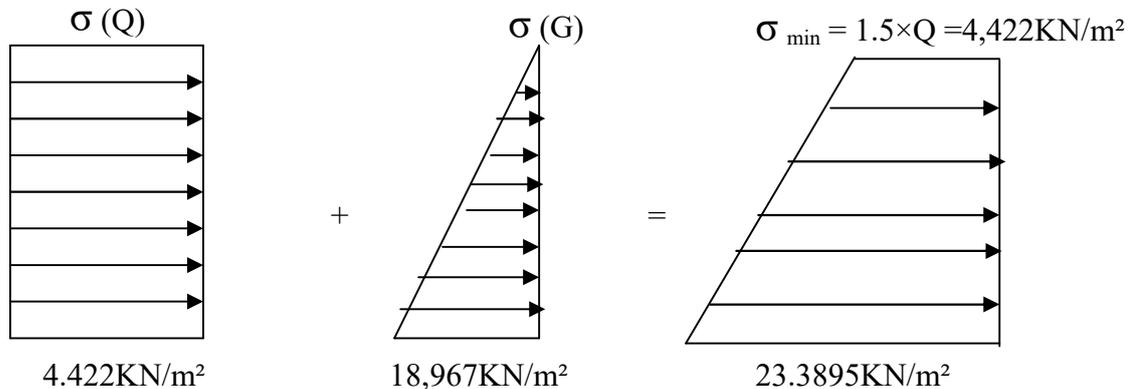


Fig. VI.6: Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 2,36 \text{ m}; \quad L_y = 7,47 \text{ m}; \quad e = 20 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 4,422 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 23,389 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 18,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,31 < 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans un seul sens (travaille comme une poutre)}$$

Schéma statique :

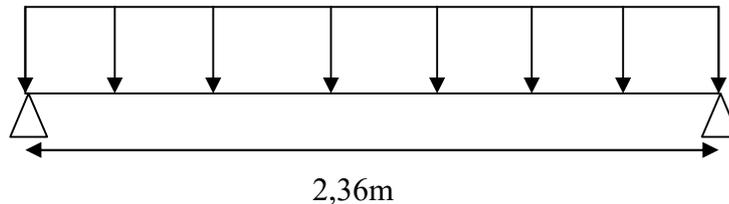


Figure. VI.7: Schéma statique de viol périphérique.

G). Calcule les sollicitations.

- **A'ELU :**

$$P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{Avec : } G = 18,64 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35(18,64) + 1,5(2,948) \quad , \quad P_u = 29,586 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^x = (P_u \cdot l_x^2) / 8 \quad , \quad M_0^x = 20,59 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0,85 \cdot M_0^x \quad , \quad M_t^x = 17,508 \text{ KN}$$

-En travée

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 17,508 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a = 0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a = 10,295 \text{ KNm}$$

- **I'ELS**

$$P_s = 21,588 \text{ KN/ml}$$

$$M_0^x = (P_s \cdot l_x^2) / 8 \quad , \quad M_0^x = 15,029 \text{ KN.m}$$

$$M_t^x = 0,85 \cdot M_0^x \quad , \quad M_t^x = 12,775 \text{ KN,m}$$

-En travée

$$M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 12,775 \text{ KNm}$$

-En appui

$$M_a = 0,5 \times M_0^x \Rightarrow M_a = 7,51 \text{ KNm}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2: tableau de ferrailage de viol préfabriqué.

Localisation	M(KN,m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)
En travée	17,508	0,0426	0,0545	0,166	3,03	5T10=3,93	2,05
En appui	10,295	0,02508	0,0317	0,1678	1,76	4T10=3,14	2,05

Les armateurs de réparation $A_r = A / 3 = 3,93 / 3 = 1,31$
 Soit 4HA8=2,01 cm²

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

$$\left\{ A_{min}^x = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow 0,0008 \times 0,23 \times 1 \times 0,17 \times 2,1 / 400 = A_{min}^x = 2,05 \text{ cm}^2 \right.$$

$$A_{cal} > A_{min} \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{cal}$$

F).Espacement des armatures

Armatures // L_x : $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$

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

Armatures // L_y : $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

$$\text{Soit : } St = 20\text{cm}$$

G).Vérifications.

Effort tranchant : (Fissurations nuisibles)

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\left\{ V = \frac{q_u \times l_x}{3} = 14,66 \text{ KN.} \right.$$

$$\Rightarrow \left\{ \tau = \frac{14,66 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17} = 0,0862 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \right. \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Vérification des contraintes

On doit vérifier :

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

Tableau VI.3: résultats de calcul et vérification à l'ELS .

Localisation	M_{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
En travée	12,775	3,93	0,03925	0,0001209	4,147	15
En appui	7,51	3,14	0,03558	0,0001001	2,669	15

Les contraintes sont vérifiées

H). Schéma de ferrailage du voile périphérique :

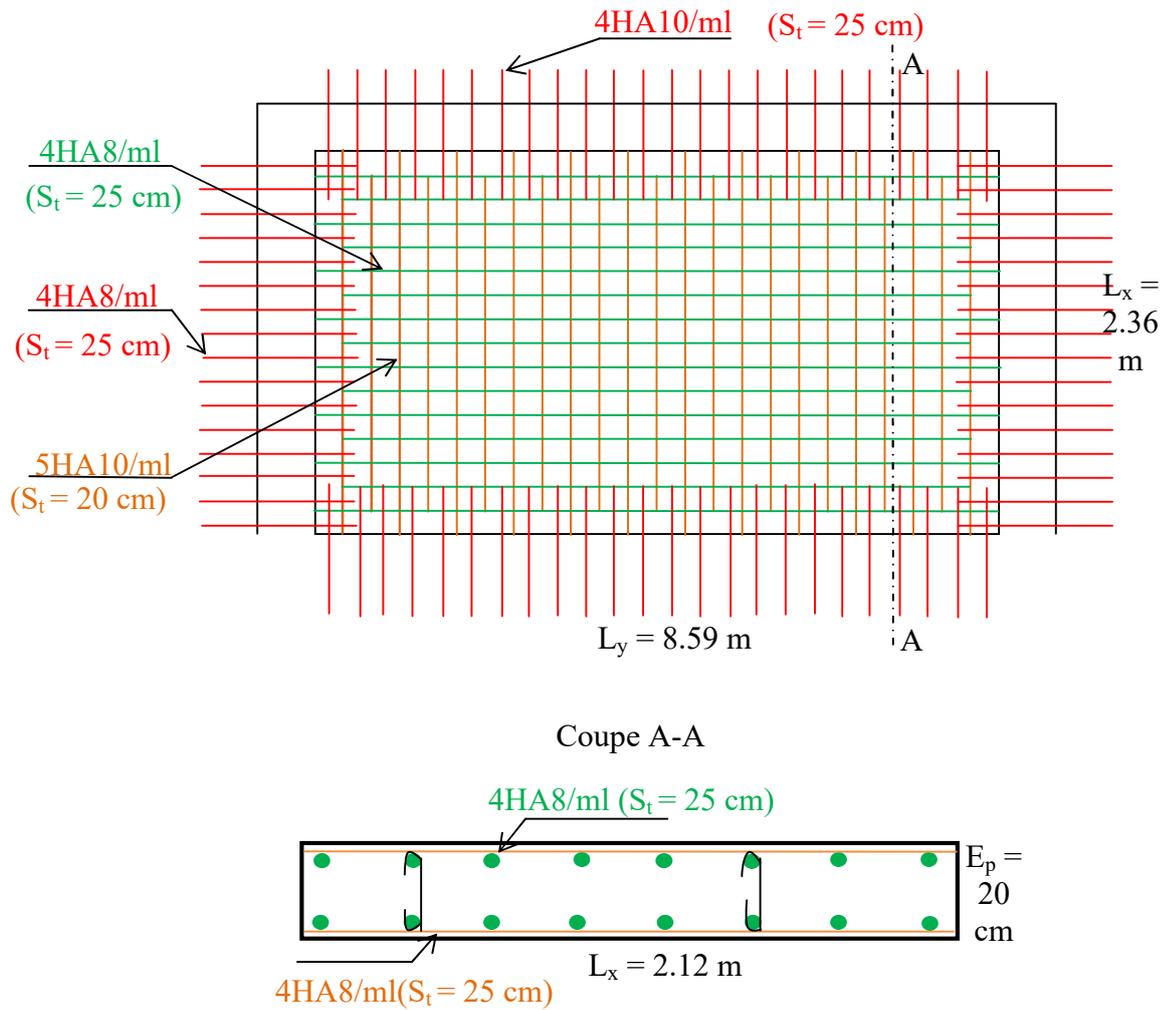


Figure VI.8:Schéma du ferrailage du voile périphérique.

Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause de la présence des voiles périphériques, ce qui nous oblige d'adopter des semelles filantes pour construire les voiles périphériques. Après nous avons passé à un calcul avec les semelles filantes ces dernières convenaient car il n'y a pas le chevauchement entre elles.

Conclusion

Conclusions générale

Ce projet est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant notre cursus, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : sap 200.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur le terrain, d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

Pour notre structure on conclut que notre étude est optimiser grâce à notre choix de pré dimensionnement et on conclut aussi que la sécurité est satisfaite.

En fin, Nous espérons que cette modeste étude été comme un référence contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

Annexes

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$$L_x \times L_y$$

Avec $L_x < L_y$.

$$\rho = 0.8$$

$\begin{matrix} u/L_x \\ v/L_y \end{matrix}$		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.250	0.200	0.168	0.144	0.126	0.110	0.099	0.089	0.081	0.077
	0.1	0.320	0.235	0.194	0.166	0.143	0.125	0.109	0.098	0.088	0.081	0.077
	0.2	0.257	0.216	0.184	0.160	0.140	0.123	0.108	0.097	0.088	0.079	0.075
	0.3	0.225	0.198	0.172	0.152	0.134	0.118	0.104	0.094	0.086	0.078	0.073
	0.4	0.203	0.181	0.160	0.142	0.126	0.112	0.100	0.090	0.082	0.076	0.069
	0.5	0.184	0.166	0.148	0.132	0.117	0.105	0.085	0.086	0.078	0.073	0.066
	0.6	0.167	0.151	0.135	0.122	0.109	0.098	0.089	0.082	0.074	0.068	0.061
	0.7	0.150	0.137	0.123	0.112	0.101	0.093	0.084	0.076	0.069	0.063	0.057
	0.8	0.135	0.124	0.113	0.103	0.094	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053
	0.9	0.124	0.114	0.104	0.095	0.087	0.079	0.072	0.065	0.059	0.054	0.049
1.0	0.113	0.105	0.096	0.087	0.079	0.072	0.066	0.059	0.054	0.049	0.045	
Valeur de M₂	0.0	/	0.282	0.231	0.199	0.175	0.156	0.141	0.129	0.116	0.105	0.095
	0.1	0.227	0.196	0.174	0.159	0.145	0.133	0.121	0.111	0.102	0.093	0.083
	0.2	0.160	0.150	0.139	0.129	0.120	0.109	0.103	0.096	0.087	0.079	0.070
	0.3	0.128	0.122	0.114	0.107	0.101	0.094	0.088	0.082	0.075	0.068	0.061
	0.4	0.107	0.102	0.097	0.091	0.086	0.081	0.076	0.071	0.066	0.059	0.058
	0.5	0.090	0.087	0.083	0.078	0.074	0.071	0.067	0.063	0.057	0.053	0.047
	0.6	0.079	0.076	0.073	0.069	0.066	0.063	0.058	0.055	0.051	0.047	0.043
	0.7	0.069	0.067	0.064	0.062	0.058	0.056	0.052	0.048	0.045	0.042	0.038
	0.8	0.062	0.059	0.057	0.054	0.052	0.049	0.046	0.043	0.040	0.037	0.033
	0.9	0.055	0.053	0.051	0.048	0.046	0.044	0.042	0.038	0.036	0.033	0.029
1.0	0.049	0.047	0.046	0.044	0.041	0.038	0.036	0.034	0.032	0.028	0.027	

Annexe 3

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

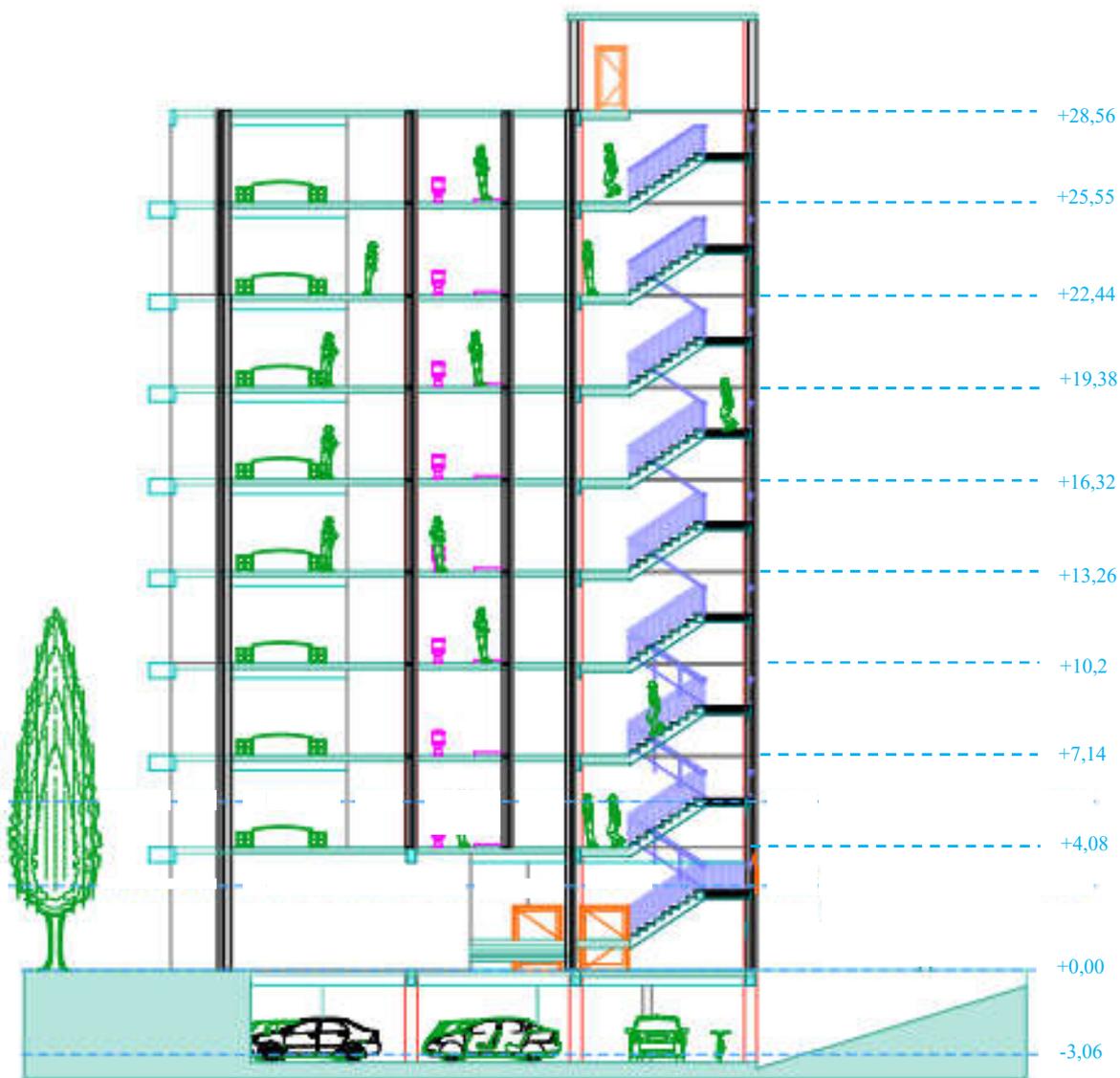
The word 'Bibliographie' is rendered in a bold, sans-serif font. Each letter is filled with a different color from the rainbow spectrum, starting with purple for 'B', followed by red, orange, yellow, green, and blue. The text is presented in a 3D perspective, with a soft, grey shadow cast beneath it to the left, giving it a sense of depth and making it stand out against the plain white background.

Bibliographie

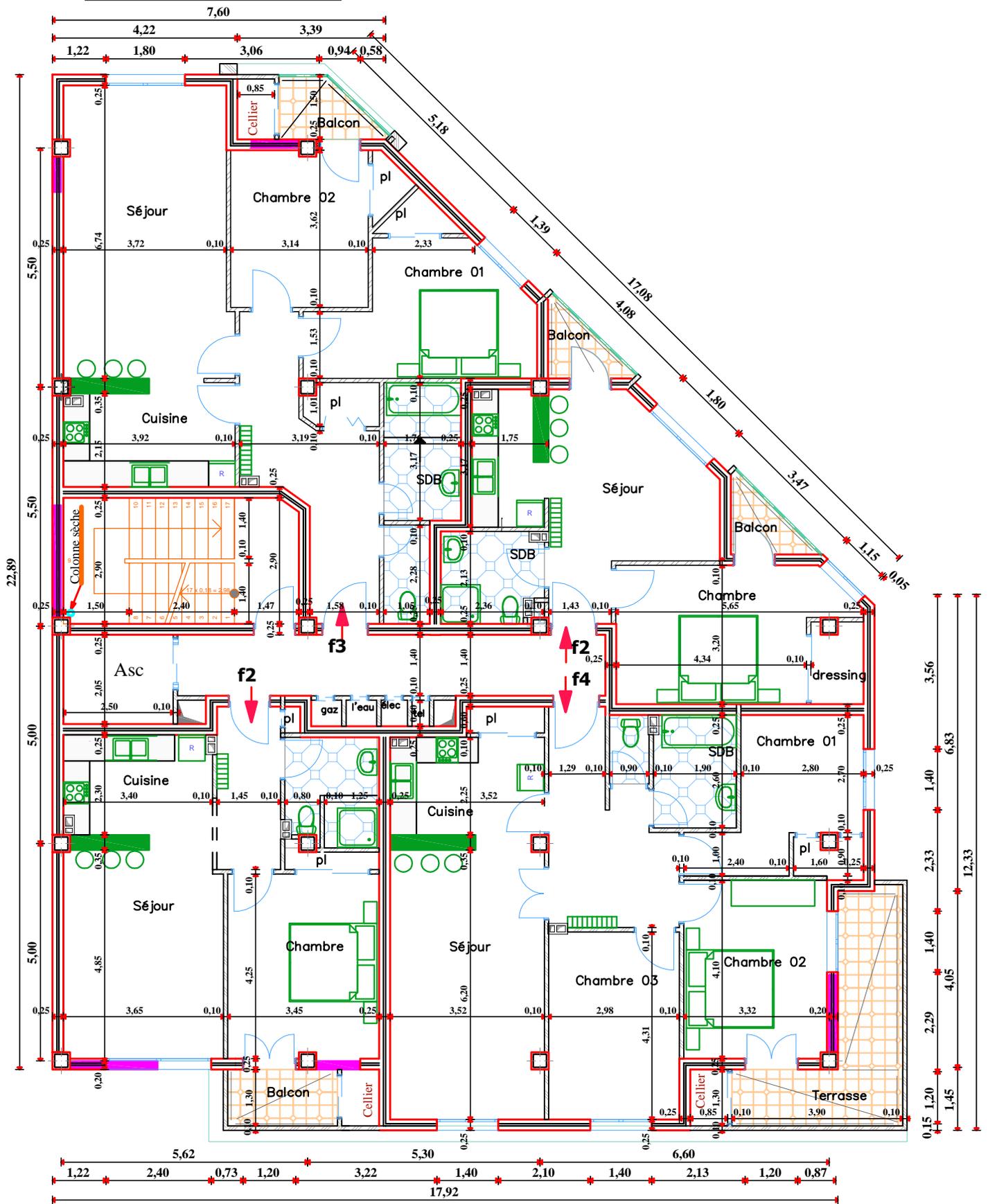
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D. T. R), charges et surcharges d'exploitations.

Autres documents consultés :

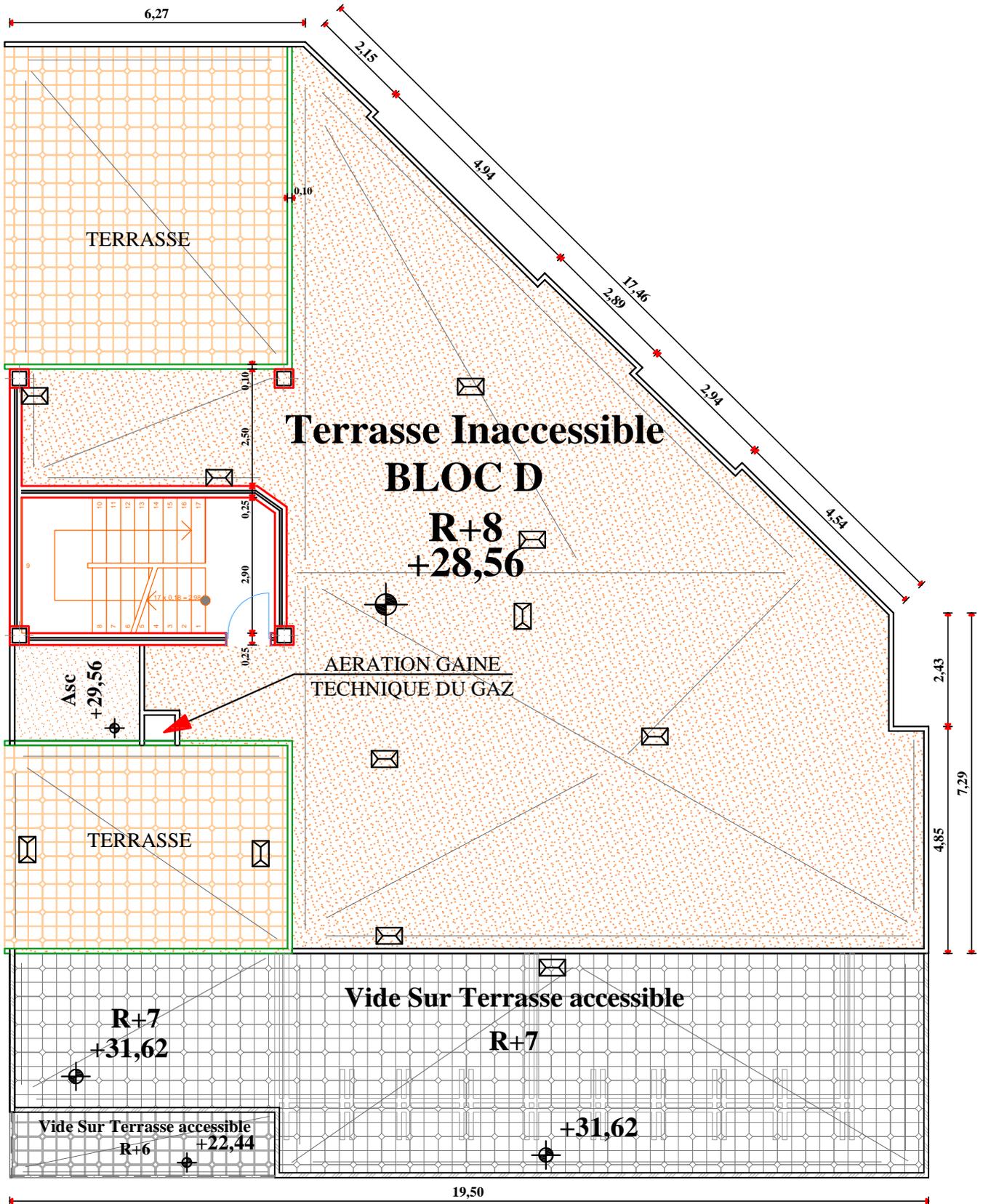
- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.



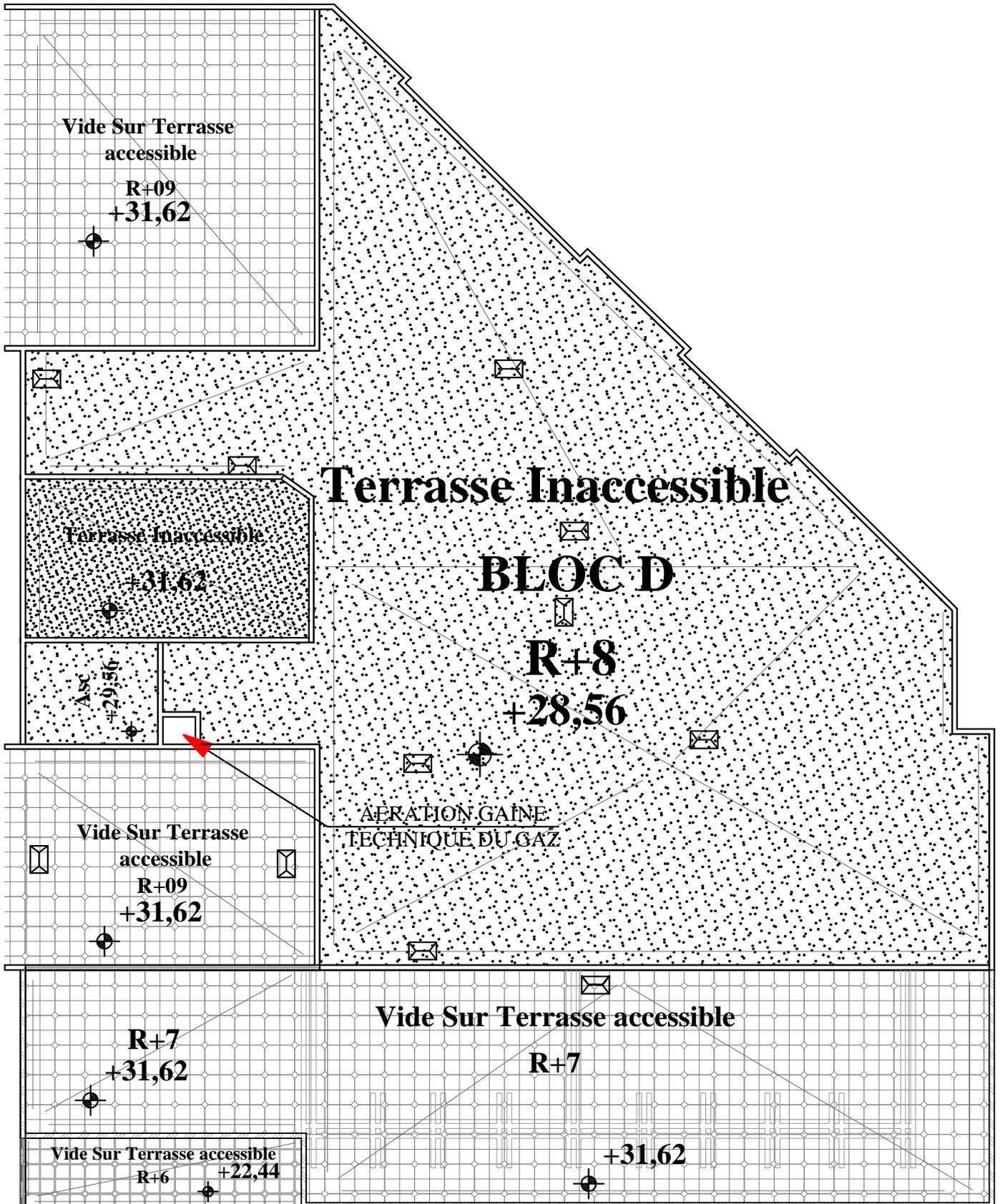
Plan Etage 01 à 05



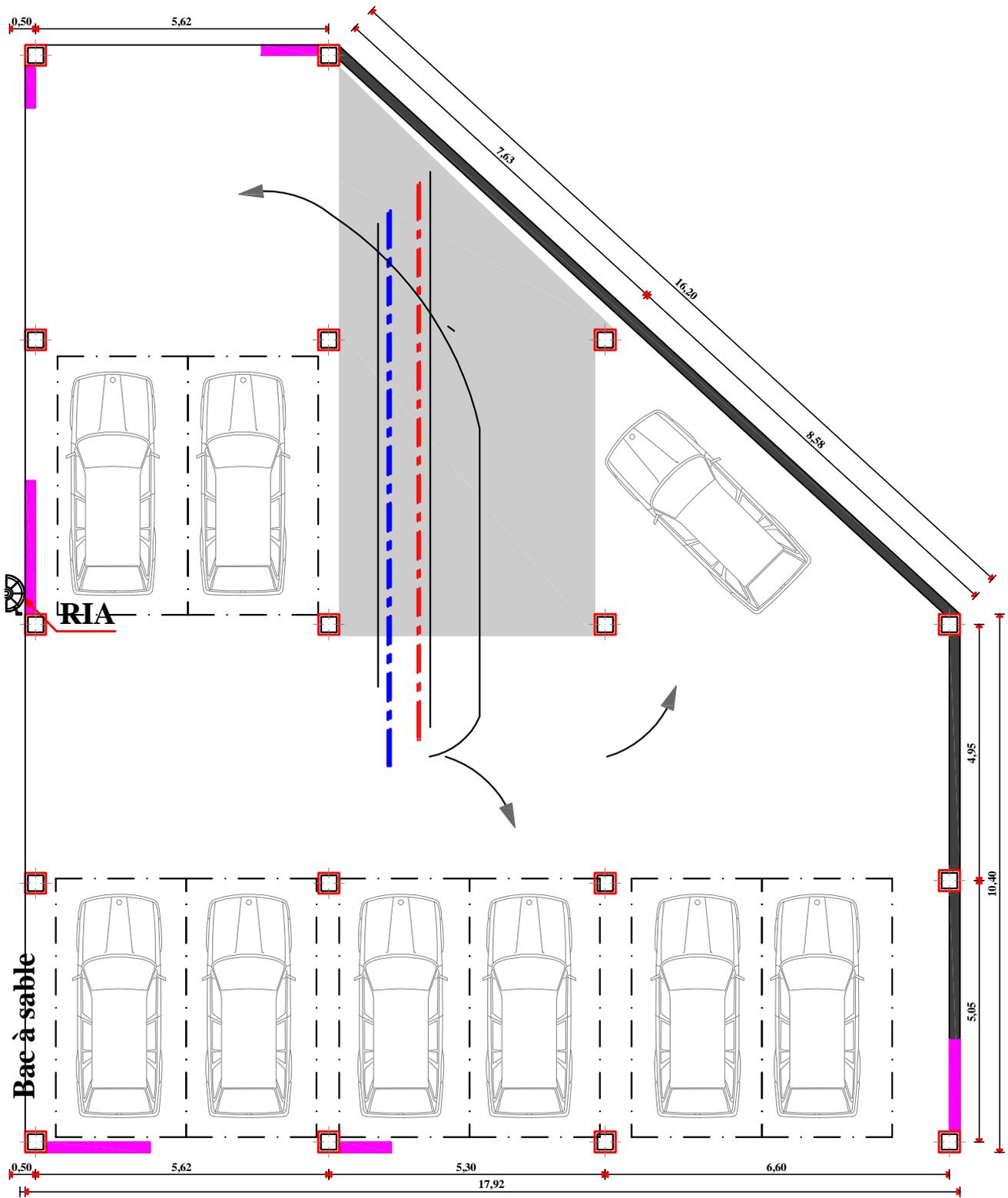
Plan Terrasse



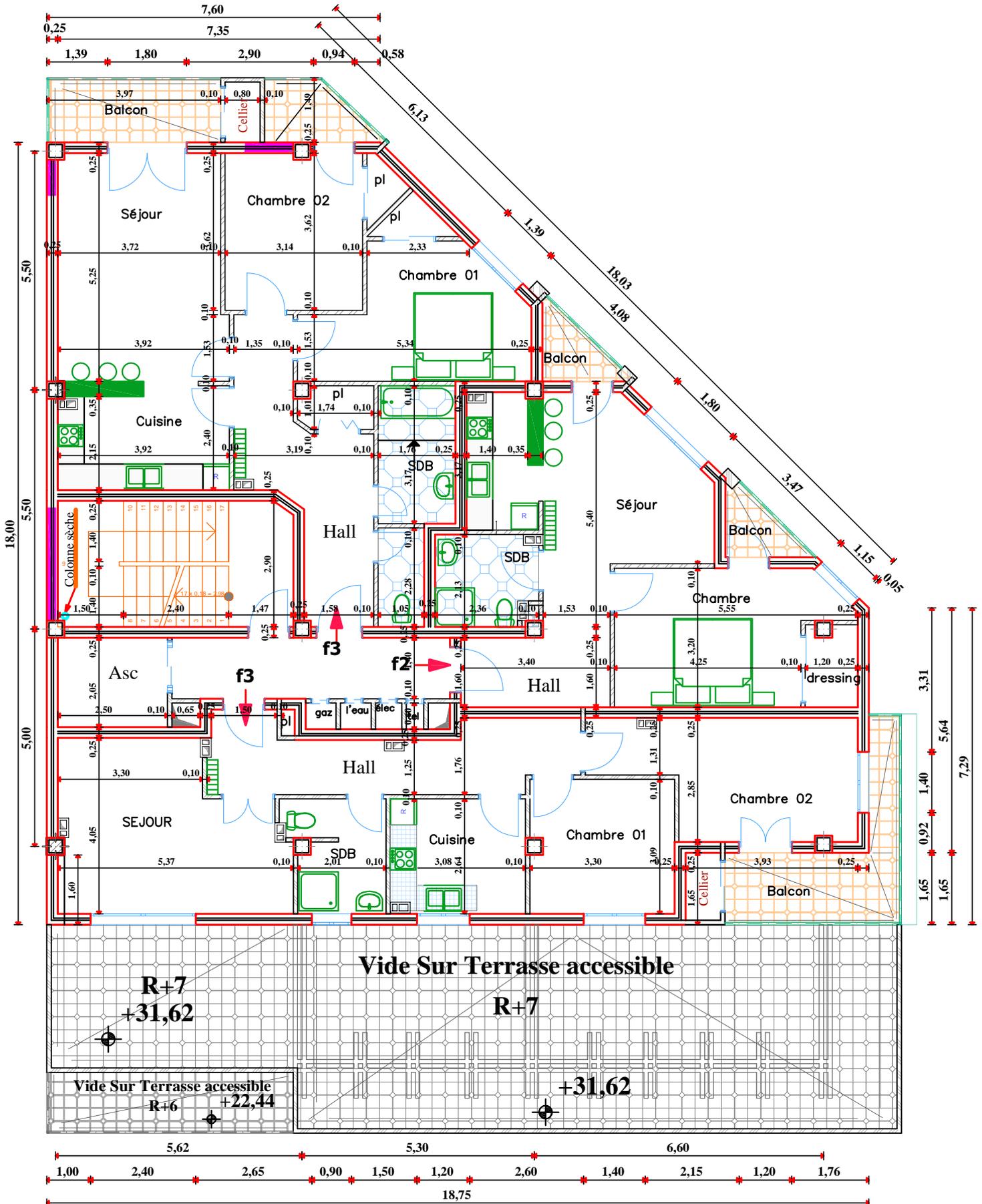
Plan Terrasse Escalier



Plan sous sol



Plan Etage 08



Plan Etage 07

