

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université de Boumerdes
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme Master académique en Génie Civil
Spécialité : structure.
Thème :

**Etude d'un bâtiment R+9+1entre-sol à usage
d'habitation et de commerce contreventé par des
voiles porteurs en béton armé**

Présenté par :

- Djellad Imane
- Khider Ibtissem

Encadré par :

- Mme: T. KAMEL

Promotion: 2023/2024

Remerciements

*Nous remercions DIEU qui nous à donner la force et la
Patience pour terminer ce travail.*

Nous exprimons nos sincères remerciements :

*A nos parents pour leur contribution pour chaque
Travail que nous avons effectué.*

*Nous remercions énormément madame TAOUS KAMEL
Qui était toujours à nos côtes comme un bon guide, sans
oublier son aide et sa générosité.*

*Sans oublier ceux qui ont participé de près ou de loin a
La réalisation de ce travail et ceux qui ont fait l'honneur
de jurer ce mémoire.*

Merci à tout le monde et que dieu vous garde.

Dédicaces

Je dédie cet ouvrage

*A ma maman et mon papa qui m'a soutenu et encouragé Durant
ces années d'études.*

*Qu'elle trouver ici le témoignage de ma profonde
reconnaissance.*

*A mes frères, Farouk et Islam ma sœur chérie Roumaissa , et
ceux qui ont partagé avec moi tous les moments d'émotion lors
de la réalisation de ce travail. Ils m'ont chaleureusement
supporté et encouragé tout au long de mon parcours.*

*A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de
L'amour et de la vivacité.*

*A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je souhaite
plus de succès.*

Khider ibtissem

Dédicaces

Je dédie cet ouvrage

*A ma maman et mon papa qui m'a soutenu et encouragé Durant
ces années d' études.*

*Qu'elle trouver ici le témoignage de ma profonde
reconnaissance.*

*A mes frères, Fatah et Ali ma sœur chérie fatma Zahra et sa
petite fille aya, et ceux qui ont partagé avec moi tous les
moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail. Ils m'ont
chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon
parcours.*

*A ma famille, mes proches et à ceux qui me donnent de
L'amour et de la vivacité.*

*A tous mes amis qui m'ont toujours encouragé, et à qui je
souhaite plus de succès.*

Djellad imane

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, constitué d'un entre-sol, d'un rez-de-chaussée et de 9 étages, implanté dans la wilaya de Boumerdès. Cette région est classée en zone de sismicité élevée (III) selon les règles parasismiques algériennes (RPA99v2003).

L'objectif est le dimensionnement des différents éléments du bâtiment pour déterminer le ferrailage approprié afin d'assurer la résistance de celui-ci aux différentes actions auxquelles il peut être soumis. Pour cela, il a fallu s'appuyer sur les réglementations applicables, notamment CBA93, RPA99/2003 et BAEL91/99.

Le logiciel de calcul ETABS V9.7.0 a été utilisé pour déterminer les efforts internes dans les portiques, ainsi que pour analyser la dynamique et calculer les modes de vibration. Enfin, dans la dernière partie du mémoire, nous avons réalisé l'étude et le calcul des fondations.

Abstract

This project presents a detailed study of a residential and commercial building, consisting of a basement, a ground floor, and 9 floors, located in the wilaya of Boumerdès. This region is classified as a high seismicity zone (III) according to Algerian earthquake regulations (RPA99V2003).

The objective is to dimension the various elements of the building to determine the appropriate reinforcement for its resistance to the different actions to which it may be subjected. It was necessary to rely on the applicable regulations, particularly CBA93, RPA99/2003, and BAEL91/99.

The ETABS V9.7.0 software was used to determine the internal forces in the frames, analyse the dynamics, and calculate the vibration modes. Finally, the last part of the thesis involved the study and calculation of the foundations.

ملخص

: يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى مخصص للاستعمال السكني والتجاري مكون من طابق أرضي + طابق أرضي + 9 طوابق، يقع بولاية بومرداس.

(RPA99v2003) حسب القواعد الزلزالية الجزائرية (III) تم تصنيف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية عالية.

كان الهدف هو تحديد أبعاد العناصر المختلفة للمبنى لتحديد التعزيز المناسب لمقاومة الأخير لمختلف الإجراءات التي قد يتعرض و. بابل 99/91 2003 RPA99/، CBA93 لها، وكان من الضروري الاعتماد على اللوائح المعمول بها، ولا سيما

لتحديد القوى الداخلية في الإطارات والديناميكيات وحساب أوضاع الاهتزاز. ETABS V9.7.0 تم استخدام برنامج الحساب وأخيرا، الجزء الأخير من الأطروحة قمنا بدراسة وحساب الأسس

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

1 INTRODUCTION :	3
1.1 Présentation de l'ouvrage :.....	3
1.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	4
1.3 Données géotechniques du site :	6
1.4 Données sismiques de la structure :.....	7
1.5 Les éléments de l'ouvrage :.....	8
1.6 Règlements et normes utilisés :.....	8
1.7 Caractéristiques mécaniques :	8
1.7.1 Le Béton :	8
1.7.2 L'acier	13
1.8 Conclusion :	17

CHAPITRE 2: PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES.

2 INTRODUCTION :.....	19
2.1 Les planchers :.....	19
2.1.1 Plancher à corps creux :.....	19
2.1.2 Plancher dalle pleine :	20
2.2 Pré- dimensionnement des poutrelles :.....	21
2.3 Pré-dimensionnement des balcons	21
2.4 Pré dimensionnement des escaliers	22
2.4.1 Calcul du nombre de marches et contres marches :	22
2.4.2 L'inclinaison de la paillasse :	23
2.4.3 Épaisseur d'escaliers :	23
2.5 Pré dimensionnement des poutres :	24
2.5.1 Les Poutres principales.....	24
2.5.2 Les Poutre secondaires	24
2.6 Pré dimensionnement des voiles	25

2.7	Evaluation des charges.....	26
	Élément	27
2.8	Pré dimensionnement des poteaux	29
2.8.1	La descente des charges :	30
2.8.2	Calcule la surface afférente. :	32
2.9	Conclusion :	34

CHAPITRE3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

3	INTRODUCTION.....	36
3.1	Acrotère :.....	36
3.1.1	Définition :.....	36
3.1.2	Calcul des sollicitations :.....	36
3.1.3	Ferraillage de l'acrotère.....	37
□	à ELU :.....	37
3.1.4	VERIFICATION:.....	39
3.2	Calcul des balcons :	41
3.2.1	Calcul des sollicitations :.....	41
3.2.2	Le ferraillage :.....	42
3.2.3	Les vérifications :.....	43
3.3	Etude des planchers :	45
3.3.1	Dalle de compression :	45
3.4	Les poutrelles :	46
3.4.1	Définition :.....	46
3.4.2	Types de poutrelles :	46
3.4.3	Les méthodes de calcul :.....	47
3.4.4	Les moments et les efforts tranchant des étages et RDC :	48
3.5	La dalle salle machine :	52
3.5.1	Définition :.....	52
3.5.2	Calcule des sollicitations :.....	52
3.5.3	Evaluation des moments:.....	52
3.5.4	Calcule des moments :.....	53
3.5.5	Calcul les armatures :	53
3.5.6	Vérification :	54
3.6	Etude de l'escalier :	56
□	Combinaisons des charges :	56
3.6.1	Paillasse (2 et 3) :.....	57
3.6.2	Paillasse (1) :.....	61
3.6.3	Etude de poutre palière :.....	65

3.7	Conclusion :	68
-----	--------------	----

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

4	INTRODUCTION :	70
4.1	Etude dynamique	70
4.1.1	Objectif de l'étude dynamique :	70
4.1.2	La modélisation de la structure étudier :	70
4.1.3	Description du logiciel ETABS :	70
4.1.4	Les étapes de modélisation :	71
4.1.5	Présentation de la vue en 3D :	71
4.1.6	Présentation de la vue en plan :	72
4.1.7	Choix de la disposition des voiles :	74
4.1.8	Caractéristique géométriques et massique de la structure :	75
4.2	Etude sismique de bâtiment :	76
4.2.1	Choix de la méthode de calcul :	76
4.2.2	La méthode statique équivalente :	76
4.2.3	La méthode d'analyse modale spectrale :	77
4.3	Les vérifications :	84
4.3.1	Vérification des sollicitations normales :	84
4.3.2	Vérification de l'effort tranchant à la base :	85
4.3.3	Vérification des déplacement inter étages :	86

CHAPITRE 5: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX .

5	INTRODUCTION :	90
5.1	Ferraillage des voiles :	91
5.1.1	Introduction :	91
5.1.2	Détermination des armatures :	93
5.1.3	Etape de calcul :	93
5.1.4	Vérification :	95
5.1.5	Exemple de calcul :	96
5.2	Ferraillage des linteaux :	103
5.2.1	Introduction :	103
5.2.2	Exemple de calcul :	103
5.2.3	Caractéristiques géométriques du linteau :	103
5.2.4	Sollicitations dans le linteau :	103
5.2.5	Contraintes limites de cisaillement dans le linteau (VL1/BC) RDC:	103
5.2.6	Ferraillage de linteau :	103
5.2.7	Caractéristiques géométriques des linteaux (VL2/FG), (VL3/BC), (VL4/FG) RDC :...	104
5.2.8	Sollicitations dans les linteaux (VL2/FG), (VL3/BC), (VL4/FG) RDC :	104

5.2.9	Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux (VL2/FG), (VL3/BC), (VL4/FG) RDC : ..	105
5.2.10	Ferraillage des linteaux (VL2/FG), (VL3/BC), (VL4/FG) RDC : ..	105
5.2.11	Schéma ferraillage de linteau (VL1/BC) RDC : ..	106
5.3	Ferraillage des poteaux : ..	106
5.3.1	Introduction : ..	106
5.3.2	Armatures longitudinales : ..	106
5.3.3	Armatures transversales : ..	108
5.3.4	Vérification : ..	110
5.4	Ferraillage des poutres : ..	111
5.4.1	Introduction : ..	111
5.4.2	Armatures longitudinales : RPA 99 version 2003 art 7.5.2.1.....	112
5.4.3	Armatures transversales : RPA99 version2003art7.5.2.2.....	112
5.4.4	Vérification : ..	115

CHAPITRE6 6: ETUDE DE L INFRASTRUCTURE.

6	INTRODUCTION: ..	118
6.1	Etude de sol : ..	119
6.2	Type de fondation : ..	119
6.3	Choix type de fondations : ..	120
6.4	Etude de radier : ..	121
6.4.1	Introduction : ..	121
6.4.2	Surface nécessaire : ..	122
6.4.3	Pré dimensionnement du radier : ..	122
6.4.4	Détermination de la surface nécessaire du radier : ..	125
6.4.5	Calcul de débordement : ..	125
6.4.6	Les vérifications : ..	125
6.5	Ferraillage de la nervure : ..	129
6.5.1	Ferraillage des nervures suivant x-x,y-y : ..	130
6.5.2	Les vérifications : ..	130
6.5.3	Espacement : RPA99version2003.....	131
6.6	Etude du mur de soutènement : ..	132
6.6.1	Calcul du mur de soutènement : ..	132
6.6.2	Détermination des sollicitations : ..	132
6.6.3	Calcul des forces de poussée sur le mur : ..	133
6.6.4	Calcul du ferraillage du mur de soutènement : ..	133
6.6.5	Vérification : ..	134
	Conclusion générale.....	136

LISTE DES FIGURES.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

FIGURE 1-1 : PLAN DE MASSE DE LA STRUCTURE ETUDIER.....	3
FIGURE 1-2 : VUE EN ELEVATION DE LA STRUCTURE ETUDIER.	4
FIGURE 1-3 :VUE EN PLAN DE REPARTITION DE LA STRUCTURE ETUDIER	5
FIGURE 1-4 : PLAN D'ENTRE-SOL DE LA STRUCTURE ETUDIER.....	6
FIGURE 1-5 : COUPE DE SONDAGE	7
FIGURE 1-6 :DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DU BETON A ELU.....	12
FIGURE 1-7 :DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION DU BETON A ELS.	12
FIGURE 1-8 : DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION D'ACIER EXPERIMENTAL.	15
FIGURE 1-9 :DIAGRAMME CONTRAINTE DEFORMATION REEL	15

CHAPITRE 2: PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES.

FIGURE 2-1 : COUPE D'UN PLANCHER EN CORPS CREUX	19
FIGURE 2-2 : COUP D'UN PLANCHER EN CORPS CREUX	20
FIGURE 2-3 : COUP D'UN PLANCHER EN DALLE PLEIN	20
FIGURE 2-4 :COUPE DE POUTRELLE.....	21
FIGURE 2-5 : SCHEMA D'ESCALIER	22
FIGURE 2-6 :COUPE DE VOILE EN ELEVATION	25
FIGURE 2-7 :COUP DE VOILE EN PLAN	25
FIGURE 2-8 :PLANCHER TERRASSE INACCESSIBLE	26
FIGURE 2-9 :SCHEMA DE PLANCHER ETAGE COURANT	27

CHAPITRE3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

FIGURE 3-1 :SCHEMA STATIQUE DE L'ACROTERE.....	36
FIGURE 3-2 :SCHEMA FERRAILLAGE D'ACROTERE.....	41
FIGURE 3-3 :SCHEMA STATIQUE D'UN BALCON.....	41
FIGURE 3-4 : DESSIN FERRAILLAGE D'UN BALCON.....	44
FIGURE 3-5 : COUPE D'UN PLANCHER EN CORPS CREUX	45
FIGURE 3-6 : SCHEMA FERRAILLAGE DE LA DALLE DE COMPRESSION.....	46
FIGURE 3-7 :COUPE D'UN PLANCHER CORPS CREUX.	46
FIGURE 3-8 :DIAGRAMME DES MOMENTS A ELU	48
FIGURE 3-9 :DIAGRAMME DES EFFORTS A ELU.....	48
FIGURE 3-10 :DIAGRAMME DES MOMENTS A ELS.....	48
FIGURE 3-11 :DIAGRAMME DES EFFORTS A ELS	49
FIGURE 3-12 :SCHEMA FERRAILLAGE DES POUTRELLES	51

FIGURE 3-13 : FERRAILLAGE DE LA DALLE MACHINE.....	56
FIGURE 3-14 :ILLUSTRATION DE TROIS PAILLASSE.....	56
FIGURE 3-15 : SCHEMA FERRAILLAGE DE L'ESCALIER (PAILLASSE2 ET 3).....	65
FIGURE 3-16 : SCHEMA FERRAILLAGE DE L'ESCALIER (PAILLASSE1).....	65
FIGURE 3-17 : SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA POUTRE PALIERE :	68

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

FIGURE 4-1 :VUE EN 3D DA LA STRUCTURE.....	71
FIGURE 4-2 :VUE EN PLAN DE ENTRE SOL DE LA STRUCTURE	72
FIGURE 4-3 :VUE EN PLAN DE RDC ET DES 9 ETAGES DE LA STRUCTURE.....	73
FIGURE 4-4 : DISPOSITION DES VOILES X-X, Y-Y.....	74
FIGURE 4-5 : PRESENTATION DU SPECTRE DE REPONSE SELON X ET Y	79
FIGURE 4-6 :1 ^{er} MODE DE VIBRATION	81
FIGURE 4-7 :2 ^{eme} MODE DE VIBRATION	82
FIGURE 4-8 :3 ^{eme} MODE DE VIBRATION	83

CHAPITRE 5: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX .

FIGURE 5-1 :DISPOSITIONS DES VOILES X-X,Y-Y	92
FIGURE 5-2 : DISPOSITIONS DES ARMATURES VERTICALES DANS LES VOILES.	93
FIGURE 5-3 :SCHEMA DES CONTRAINTES DANS LES VOILES.....	96
FIGURE 5-4 : SCHEMA FERRAILLAGE DE VOILE (VL5)	98
FIGURE 5-5 : SCHEMA FERRAILLAGE DE LINTEAU (VL1/BC)RDC	106
FIGURE 5-6 : SCHEMA FERRAILLAGE DES POTEAUX	111
FIGURE 5-7 : SCHEMA FERRAILLAGE DES POUTRES PRINCIPALES ET SECONDAIRES	117

CHAPITRE6 6: ETUDE DE L INFRASTRUCTURE.

FIGURE 6-1 :SEMELLE FILANTE.	121
FIGURE 6-2 :DISPOSITION DES NERVURES PAR RAPPORT AU RADIER ET AUX POTEAUX.....	122
FIGURE 6-3 :DIMENSION DE L OUVRAGE.	122
FIGURE 6-4 :SHEMA DE RADIER NERVURE.....	124
FIGURE 6-5 :SHEMA DE LA SECTION DE NERVURE.....	129
FIGURE 6-6 : SCHEMA FERRAILLAGE DE RADIER	132
FIGURE 6-7 :SCHEMA DE FERRAILLAGE POUR UNE NAPPE DU VOILE	135

LISTE DES TABLEAUX.

CHAPITRE 1 : PRESENTATION DE L'OUVRAGE.

TABLEAU 1-1 : PROPRIETES DES MATERIAUX ,SOL ET SISMIQUE	7
TABLEAU 1-2 : LES CLASSES DES GRANULATS	9
TABLEAU 1-3 : CARACTERISTIQUES DE BETON UTILISES.....	13
TABLEAU 1-4 : LES TYPES D'ACIERS	14
TABLEAU 1-5 : CARACTERISTIQUES DE L'ACIER UTILISES	16

CHAPITRE 2: PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DES CHARGES.

TABLEAU 2-1 : PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES PRINCIPALES	24
TABLEAU 2-2 : PRE DIMENSIONNEMENT DES POUTRES SECONDAIRES	24
TABLEAU 2-3 : EVALUATION DES CHARGES DANS LA TERRASSE INACCESSIBLE. 26	
TABLEAU 2-4 : EVALUATION DES CHARGES DANS LA TERRASSE ACCESSIBLE.27	
TABLEAU 2-5 : EVALUATION DES CHARGES DANS LES ETAGES ET RDC	27
TABLEAU 2-6 : EVALUATIONS DES CHARGES DANS LE BALCON.....	28
TABLEAU 2-7 : EVALUATION DES CHARGES DANS LES MURS EXTERIEURS.....	28
TABLEAU 2-8 : EVALUATION DES CHARGES DANS LE PALIER.....	29
TABLEAU 2-9 : EVALUATION DES CHARGES DANS LA PAILLASSE.....	29
TABLEAU 2-10 : EVALUATION DES CHARGES DANS LES NIVEAUX	29
TABLEAU 2-11 : CHARGE REVENANT AU POTEAU CENTRAL	32
TABLEAU 2-12 : SECTION DE POTEAU CENTRAL.....	33

CHAPITRE3 : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES.

TABLEAU 3-1 :CALCUL MOMENTS ET EFFORTS NORMAUX DE L'ACROTERE	37
TABLEAU 3-2 : RESULTATS DE CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON DE L'ACROTERE.....	40
TABLEAU 3-3 :RECAPITULE DES RESULTATS DE CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON (BALCON)	44
TABLEAU 3-4 :CHARGES ET SURCHARGES ET COMBINAISONS DE CHARGES ...	47
TABLEAU 3-5 :RECAPITULE DES RESULTATS DE CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON (POUTRELLES).....	51
TABLEAU 3-7 :CALCUL DES MOMENTS.....	53
TABLEAU 3-8 :FERRAILLAGE A L'ELU.....	54
TABLEAU 3-9 :RECAPITULE DES RESULTATS DE CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON	55
TABLEAU 3-10 :MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS (PAILLASSE 2,3).....	57

TABLEAU 3-11 :CALCUL DES MOMENTS (PAILLASSE 2 ET 3).....	58
TABLEAU 3-12 :RESULTATS DE CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON (PAILLASSE 2 ET3)	60
TABLEAU 3-13 :MOMENTS ET EFFORTS TRANCHANTS (PAILLASSE1).....	61
TABLEAU 3-14 :CALCUL DES MOMENTS (PAILLASSE 1)	62
TABLEAU 3-15 :RESULTATS DE CONTRAINTE DANS LE BETON (PAILLASSE1)...	64
TABLEAU 3-16 :PRE DIMENSIONNEMENT DE LA POUTRE PALIERE	65
TABLEAU 3-17 :CALCUL DES CHARGES SUPPORTEES PAR LA POUTRE PALIERE.....	66

CHAPITRE 4 : ETUDE DYNAMIQUE ET SISMIQUE.

TABLEAU 4-1 :MASSE ,CENTRE DE MASSE ET CENTRE DE RIGIDITE DE CHAQUE ETAGE	75
TABLEAU 4-2 : FACTEUR DE QUALITE.	78
TABLEAU 4-3 : POURCENTAGE DE LA SOLLICITATION DUE AUX CHARGES HORIZONTALES	78
TABLEAU 4-4 : POURCENTAGE DE LA SOLLICITATION DUE AUX CHARGES VERTICALES.	78
TABLEAU 4-5 :PERIODE , MODE ET FACTEURS DE PARTICIPATION MASSIQUE .	80
TABLEAU 4-6 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL.	84
TABLEAU 4-7 : VERIFICATION DE L'EFFORT NORMAL.	84
TABLEAU 4-8 : L'EFFORT TRANCHANT MODAL A LA BASE VX,VY.	85
TABLEAU 4-9 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES SENS X-X.	86
TABLEAU 4-10 : VERIFICATION DES DEPLACEMENTS INTER ETAGES SENS Y-Y.	87
TABLEAU 4-11 : VERIFICATION DE L EFFET P-Δ SENS X-X	88
TABLEAU 4-12 : VERIFICATION DE L'EFFET P-Δ SENS Y-Y	88

CHAPITRE 5: ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX .

TABLEAU 5-1 :COEFFICIENT DE SECURITE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES.	91
TABLEAU 5-2 : FERRAILLAGE DES VOILES SENS X-X	98
TABLEAU 5-3 :FERRAILLAGE DES VOILE SENS Y-Y.	99
TABLEAU 5-4 : FERRAILLAGE DE VOILE D ASCENSEUR.....	99
TABLEAU 5-5 : FERRAILLAGE DES TRUMEAUX VL1/2/3/4/5/6	100
TABLEAU 5-6 :FERRAILLAGE DES TRUMEAUXVT1.P1/P2-VT2/3/4/5.....	101
TABLEAU 5-7 : FERRAILLAGE VOILE ASCENSEUR	102
TABLEAU 5-8 :CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DU LINTEAU	103
TABLEAU 5-9 :SOLLICITATION DANS LE LINTEAU.....	103
TABLEAU 5-10 :FERRAILLAGE DU LINTEAU	104
TABLEAU 5-11 :CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE DU LINTEAU.	104
TABLEAU 5-12 :SOLLICITATION DANS LES LINTEAUX.....	104
TABLEAU 5-13 :FERRAILLAGE DES LINTEAUX.....	105
TABLEAU 5-14 :FERRAILLAGE MAXIMAL ET MINIMALE DES POTEAUX.	107
TABLEAU 5-15 :FERRAILLAGE LONGITUDINAL DES POTEAUX.	107

TABLEAU 5-16 :CHOIX DES ARMATURES LONGITUDINAL DES POTEAUX.	108
TABLEAU 5-17 :COEFFICIENT CORRECTEUR.....	109
TABLEAU 5-18 :LES RESULTATS DU FERRAILLAGE TRANSVERSAL.....	110
TABLEAU 5-19 :SOLLICITATION TANGENTES DANS LES POTEAUX.....	110
TABLEAU 5-20 :CARACTERISTIQUE DES POUTRES.....	112
TABLEAU 5-21 :CHOIX DES ARMATURES LONGITUDINALES DES POUTRES.....	112
TABLEAU 5-22 :ARMATURES TRANSVERSALES DES POUTRES.....	114
TABLEAU 5-23 :LONGEUR MINIMAL DE RECOUVREMENT.	115
TABLEAU 5-24 :RECAPITUL DES RESULTATS DE CONTRAINTES DE COMPRESSION DANS LE BETON	116

CHAPITRE6 6: ETUDE DE L INFRASTRUCTURE

TABLEAU 6-1 :VERIFICATION DES CONTRAINTES ELU,ELS.....	127
TABLEAU 6-2 :VERIFICATION DES CONTRAINTES $G + Q + E$, $0,8G \pm E$	128
TABLEAU 6-3 :VERIFICATIOPN DE LA STABILITE AU REVERSEMENT DU RADIER.	129
TABLEAU 6-4 :RECAPITUL DES RESULTSTS DE CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON.....	131
TABLEAU 6-5 :RECAPITULE DES RESULTATS DE CONTRAINTE DE COMPRESSION DANS LE BETON	134

Introduction générale

Le génie civil est l'une des branches de l'ingénierie les plus importantes et les plus anciennes. Son histoire remonte à des milliers d'années et il a contribué à la préservation des civilisations anciennes, par exemple avec les pyramides et la Grande Muraille de Chine. Au fil du temps, ce domaine s'est lié aux développements industriels afin d'améliorer la qualité et la résistance des structures pour éviter les phénomènes naturels et géotechniques, comme les séismes.

La structure sismique est actuellement considérée comme relativement complexe et comprend plusieurs études et étapes à réaliser, tout en garantissant la résistance et la stabilité de la structure, assurées par son système de contreventement. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de voiles et de portiques, ou de l'un des deux, tout en prenant en compte le coût économique.

Les séismes dévastateurs qui ont frappé Boumerdès en 2003 ont contraint les spécialistes du génie parasismique à revoir et modifier les règles sismiques algériennes, en renouvelant les règles de construction (RPA99/2003).

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commercial, contreventé par des voiles porteurs, implanté à Thnia dans une zone sismique (III), comprenant un entre-sol, un rez-de-chaussée et 9 étages.

Le présent travail est organisé par 6 chapitres présentés comme suit :

Le premier chapitre est une présentation de l'ouvrage, qui définit les différents éléments et choisit les matériaux à utiliser.

Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux.

Le troisième chapitre présente le calcul des éléments non structuraux.

Le quatrième chapitre porte sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera réalisée avec le logiciel ETABS.

Le calcul des ferraillages des éléments structuraux est présenté dans le cinquième chapitre.

Le sixième chapitre présente l'étude des fondations.

Chapitre 1 :

Présentation de l'ouvrage et
Caractéristique des matériaux.

1 Introduction :

Le choix des matériaux est une étape importante dans la planification et la construction d'un bâtiment.

Les matériaux utilisés déterminent non seulement la résistance et la durabilité de la structure, mais également ses performances en termes d'isolation, d'étanchéité et d'esthétique.

Les études de construction tiennent compte des propriétés des matériaux pour garantir que le bâtiment répond aux exigences du projet et aux besoins des occupants.

Cela implique de sélectionner les matériaux les plus adaptés aux pressions et contraintes de l'environnement. Le succès d'un projet de construction dépend de la sélection et de l'utilisation optimale des meilleurs matériaux.

L'étude de construction joue un rôle important dans ce processus, car elle nous permet d'évaluer différentes options et de prendre la meilleure décision.

1.1 Présentation de l'ouvrage :

Notre projet de fin d'études, consiste à étudier et calculer les différents éléments résistants d'un bâtiment (R+9+entre-sol) à usage d'habitation et commercial en ossature mixte (poteaux, poutres et voiles) avec une terrasse inaccessible. Il est implanté à « Thenia », wilaya de Boumerdes classée selon le (R.P.A.2003) comme étant une zone de sismicité élevée (zone III), ce projet est constitué :

- D'un entre sol : à usage commercial.
- D'un RDC à usage d'habitation.
- 09 étages courants sont à usage d'habitation.
- 01 cage d'escalier.
- 01 cage d'ascenseur.

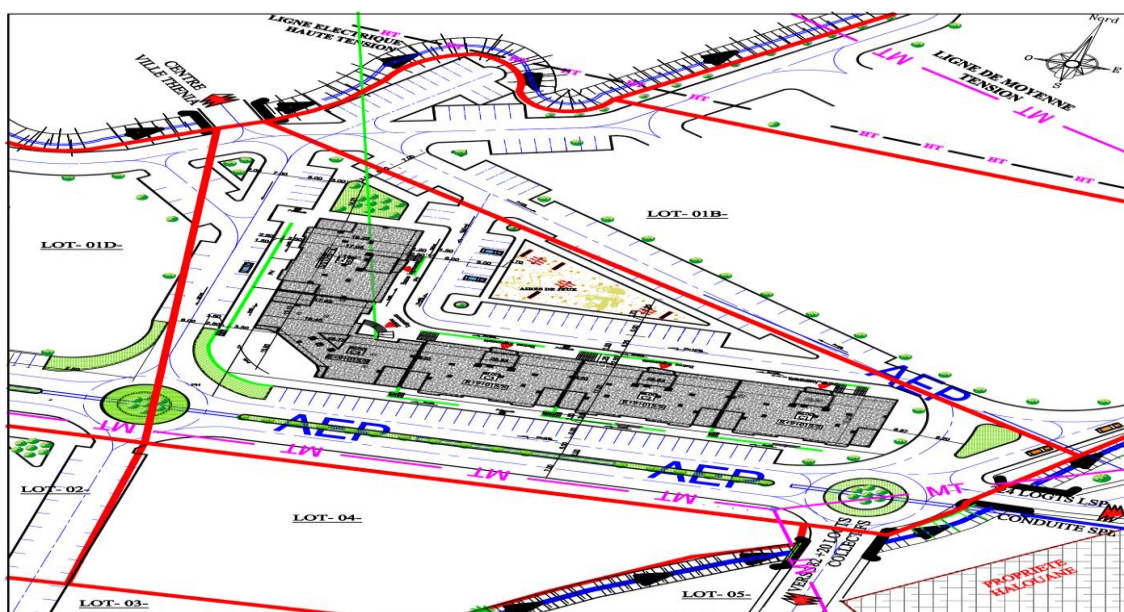


Figure 1-1 : Plan de masse de la structure étudiée.

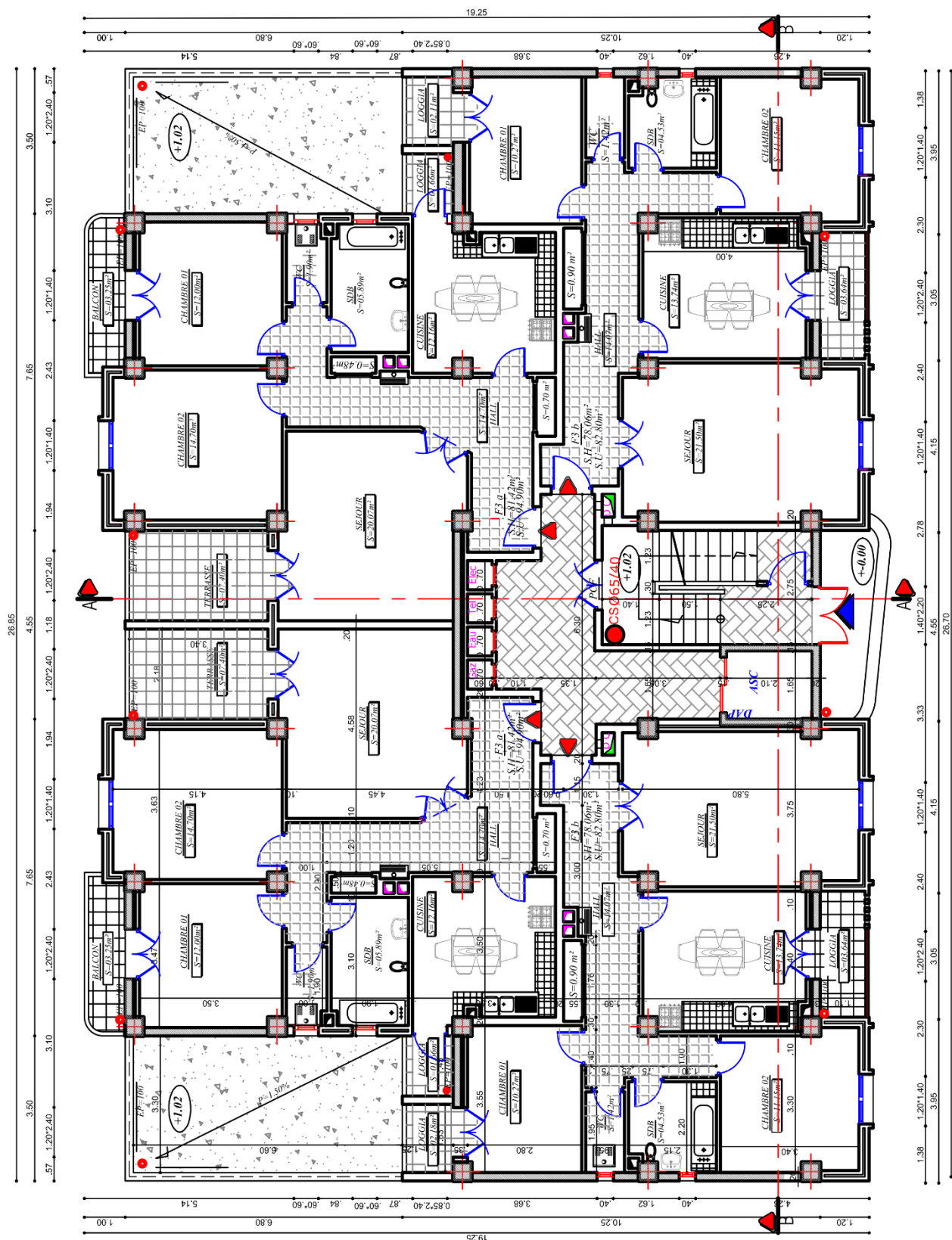


Figure 1-3 : vue en plan de répartition de la structure étudié .

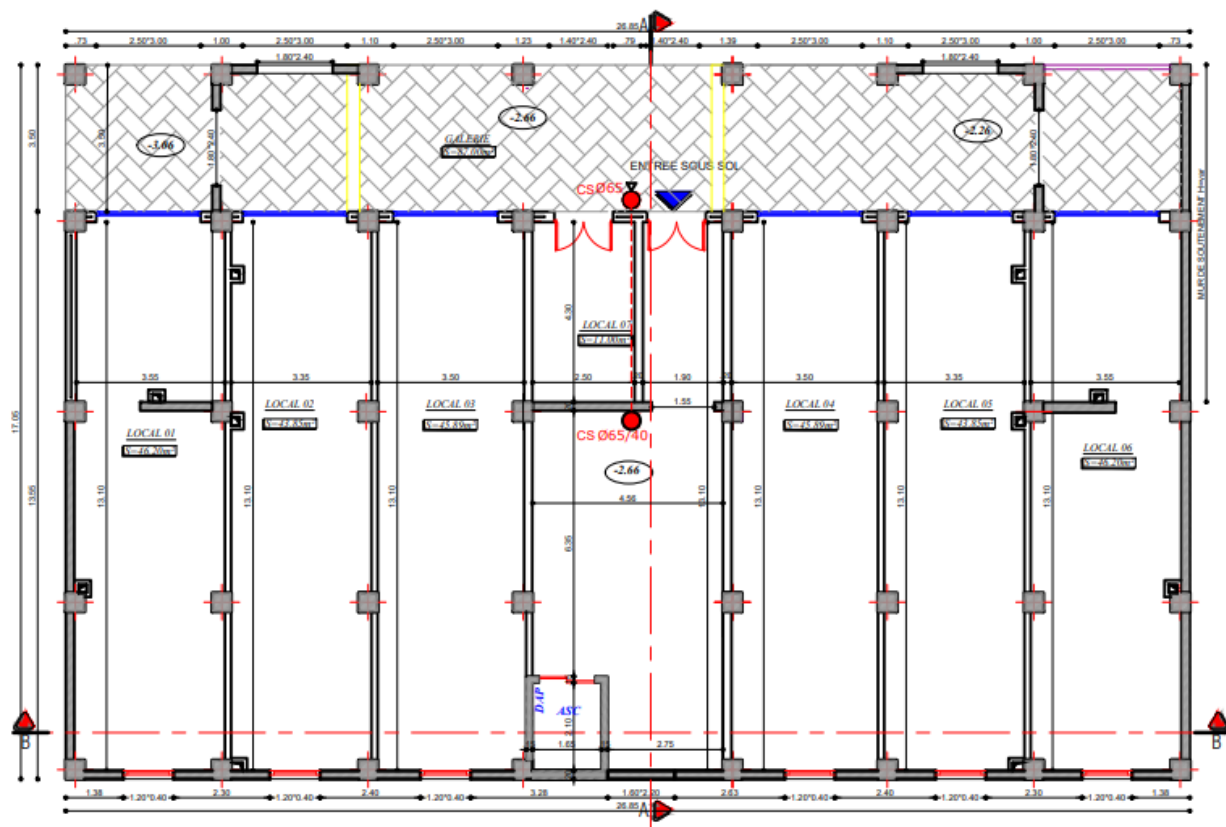


Figure 1-4 : plan d'entre-sol de la structure étudiée.

1.3 Données géotechniques du site :

Les travaux géotechniques entrepris au niveau du site des 750 logements promotionnels de la cité nouvelle de Thénia ont montré que :

Sur le plan morphologique, les logements promotionnels de Thénia sont projetés sur un terrain en versant à morphologie irrégulière, incliné principalement du sud-ouest vers le nord-est.

Sur le plan géologique, le terrain d'assise des logements promotionnels projetés est représenté par une formation marneuse de couleur verdâtre, associée à une formation d'éboulis de pente. Ces marnes, où ont été réalisés les sondages carottés SC01 et SC03, ont traversé une formation d'éboulis de nature gréseuse dès les premiers mètres de profondeur. Cette formation d'éboulis gréseux présente un état oxydé, tendre et friable, marqué par des niveaux argileux et argilo-sableux moyennement compacts, d'ordre centimétrique à décimétrique.

À l'échelle du site, la partie centrale et sud-est est masquée par des couches de remblais d'épaisseur variable.

Sur le plan hydrogéologique, il convient de noter que la situation du site (au contrebas d'une zone en relief), l'aspect finement sableux et la présence de niveaux gréseux au sein de la formation d'argile marneuse en subsurface, ainsi qu'un substratum marneux étanche en profondeur, favorisent l'infiltration d'eau souterraine au niveau du site étudié.

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

L'état de compacité présenté sur ce plan, ainsi que les résultats des essais in situ de type SPT, ont révélé :

- Le caractère meuble et peu consistant de la couverture argilo-limoneuse et de la formation des argiles marneuses altérée.
- Le caractère ferme et consistant de la formation des argiles marneuses saine à intercalation des niveaux sablo-gréseux.

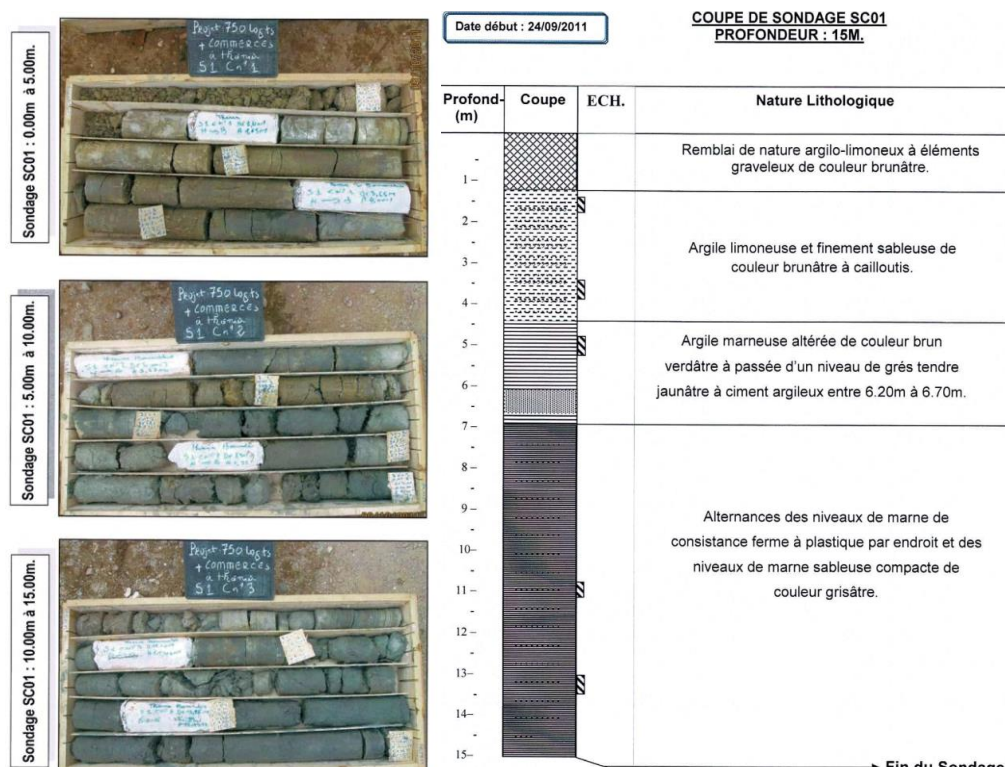


Figure 1-5 : coupe de sondage.

1.4 Données sismiques de la structure :

Le sol d'assise de cette construction est un sol **meuble (S3)** d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- Le bâtiment est implanté dans une **zone (III)**.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage : 2 (RPA99 version 2003).
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 1.6$ bars.

Tableau 1-1 : propriétés des matériaux, sol et sismique

Fc28(MPa)	Fe (MPa)	Qadm du sol (bar)	Ancrage de fondation (m)	Catégorie de site.	Zone sismique	Hauteur de l'acrotère	Largeur De l'acrotère
25	400	1,6	4 m	S3	III	60 cm	20 cm

1.5 Les éléments de l'ouvrage :

- **Les planchers** : Ce sont des surfaces horizontales à l'intérieur de bâtiment qui séparent différents niveaux ou étages. Ils fournissent une plateforme pour supporter les charges.
- **Les Balcons** : un balcon est une plateforme horizontale située à l'extérieur d'un bâtiment, généralement au-dessus du niveau du sol et soutenue par des arcs, des colonnes ou d'autres éléments structurels.
- **L'ascenseur** : nous avons un ascenseur dans ce bâtiment en raison des nombreux étages.
- **Les escaliers** : Ils sont constitués de paliers et paillasse en béton armé.
- **Les murs** : Ils peuvent être constitués de différents matériaux tels que le béton, la brique, la pierre, le bois, le métal et il a différentes fonctions tels que la séparation, l'endurance, l'isolation thermique ou acoustique et l'esthétique.
- **Les voiles** : Il est utilisé pour supporter des charges verticales et résister aux forces horizontales telles que le vent ou les tremblements de terre.
- **Les revêtements** : Ce sont des matériaux appliqués sur les surfaces intérieures ou extérieures d'un bâtiment. Ils sont fabriqués à partir de différents matériaux tels que la peinture, le papier peint, le carrelage, le bois, le plastique, le métal, le béton et la pierre naturelle. Ils peuvent également être utilisés pour améliorer l'isolation thermique, l'isolation phonique ou la résistance aux intempéries d'une structure.

1.6 Règlements et normes utilisés :

- RPA99/version2003. (Règlements parasismiques algérienne).
- CBA93(code béton armé).
- DTR B.C.2.2(document technique réglementaire charges et surcharges).
- BAEL91/version99(béton armé aux états limites).
- DTR BC2.33.2(règles de calculs des fondations superficielles).

1.7 Caractéristiques mécaniques :

Les matériaux de construction sont des substances utilisées pour construire des structures telles que des bâtiments, des routes et des aménagements urbains..., il s'agit notamment de matériaux naturels comme le bois et le sable, ainsi que des matériaux manufacturés comme le béton, l'acier et les matériaux composites. (1)

Le choix des matériaux dépend souvent des exigences structurelles, thermique, acoustiques du projet de construction.

1.7.1 Le Béton :

Le béton est un matériau de construction composé de ciment, d'agréats (comme du sable ou du gravier), d'eau et éventuellement d'adjuvants. Il est utilisé dans de nombreux projet de construction pour sa solidité, sa durabilité et sa polyvalence.

- Des granulats (sable, graviers, cailloux ou pierres concassées)
- Un liant hydraulique (généralement du ciment).
- De l'eau (eau de mouillage des granulats et d'hydratation du ciment).

➤ Les constituants du béton :

- **Ciment** :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Le ciment est un matériau de construction hydraulique utilisé pour lier d'autres matériaux de construction, tels que des agrégats sable gravier et des adjuvants, pour former du béton ou du mortier. Il est composé principalement de clinker, un matériau obtenu par la cuisson à haute température d'un mélange de calcaire et d'argile.

- **Les granulats :**

Les granulats sont des matériaux solides et inertes utilisés dans la construction et l'industrie. Ils sont généralement composés de particules de roche naturelle, telles que le sable, le gravier, les cailloux, le calcaire concassé, le granit concassé, etc.

Les granulats sont utilisés dans divers domaines de la construction, tels que la fabrication de béton, la construction de routes, la préparation des fondations, la réalisation d'enduits de surface. Ils fournissent la résistance mécanique nécessaire aux structures et contribuent à la durabilité des ouvrages.

Tableau 1-2 : les classes des granulats

APPELLATION		Dimension de la maille des tamis en (mm)
Pierres cassées et cailloux	Gros	50 à 80
	Moyens	31.5 à 50
	Petits	20 à 31.5
Gravillons	Gros	12.5 à 20
	Moyens	8 à 12.5
	Petits	5 à 8
Sable	Gros	1.25 à 5
	Moyens	0.31 à 1.25
	Petits	0.08 à 0.31
Fines, farines et fillers		Inférieur à 0.08

- **L'eau de gâchage :**

Élément essentiel du béton, l'eau de gâchage :

- Déclenche l'hydratation du ciment et le durcissement du béton.
- Facilite la mise en œuvre et la maniabilité du mélange.
- Influence la porosité et la durabilité du béton.
- Doit être dosée avec précision pour garantir la qualité du béton.

- **Les adjuvants :**

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés en faibles quantités au béton frais afin d'améliorer certaines propriétés. Ils représentent entre 1 et 3% du poids du ciment. Leur rôle et leur efficacité dépendent de la nature du produit chimique et de l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton frais.

Les principaux adjuvants sont :

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

- Les plastifiants et fluidifiants réducteurs d'eau
- Les super plastifiants

➤ Les dosages du béton :

▪ Granulats :

- ✓ Sable (0/5) : 800 L
- ✓ Gravier (5/25) : 400 L

▪ Ciment :

- ✓ CPA (32,5) : 350 Kg/m³.
- ✓ Eau de gâchage : 175 L

➤ Les caractéristiques du béton :

- La résistance à la compression f_{cj} :

Le béton est soumis à une compression simple si toutes les forces externes sont réduites par une force axiale régulière qui provoque sa contraction, le béton sera alors défini par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours exprimé en **MPa** et notée **f_{c28}** .

Cette résistance est évaluée sur des éprouvettes cylindriques (16cm,32cm) écrasées en compression centrée. (2)

Alors que l'agitation affecte le béton en un temps inférieur à 28 jours, on revient à la résistance **f_{cj}** , où **j** est le nombre de jours. Suivants les formules exigées par le **(CBA93Art A-2-1-1)** :

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} \quad \text{avec } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \text{si : } j \leq 28j$$

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{1,4 + 0,95j} \quad \text{avec } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad \text{si : } j > 28j$$

- la résistance à la traction f_{tj} : (BAEL91 Art 2-3-3-1) :

Le béton a généralement une résistance à la traction beaucoup plus faible que sa résistance à la compression, la résistance à la traction du béton notée f_{t28} , Des armatures d'acier sont souvent incorporées dans le béton pour renforcer sa résistance à la traction, nous calculons f_{t28} selon les règles suivantes : (2)

$$f_{tj} = 0,6 + (0,06 \cdot f_{cj}) \quad \text{Si : } f_{c28} < 60 \text{ MPa.}$$

$$f_{tj} = 0,275 f_{cj} \quad \text{Si : } f_{c28} > 60 \text{ MPa.}$$

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

- Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : (BAEL91 Art 7-4-3-1) :

lorsqu'une contrainte est appliquée à la tige, avec une force croissante, elle est soumise à un glissement qui traverse la phase élastique, puis la phase plastique, puis le cisaillement total. On calcule cette contrainte comme suit : (2)

$$\tau_{adm} = \begin{cases} \text{Min} \left(\frac{0,2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) & \text{pour la fissuration peu préjudiciable.} \\ \text{Min} \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

- **Module déformation longitudinale instantanée du béton :**

Également appelé module d'élasticité ou module de Young, varie en fonction de la résistance de compression du béton, noté comme suit : (1)

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

f_{cj} : c'est la résistance à la compression à j jours exprimé en MPa.

Pour $f_{c28}=25\text{MPa}$: $E_{ij}= 32164.2\text{MPa}$

- **Module de déformation longitudinale différée E_{vj} :**

Le module de déformation longitudinale différée E_{vj} également connu sous le nom de module de fluage, mesure la capacité du matériau à se déformer progressivement sous une contrainte constante au fil du temps, il est égal à : (1)

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}.$$

Pour $f_{c28} = 25\text{MPa}$: $E_{vj} = 10818.87\text{MPa}$

- **Module d'élasticité transversale :**

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad \text{MPa}$$

ν : coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson :**

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$$\text{BAEL91 Art A2_1_3} \begin{cases} \nu = 0 \text{ si le beton suppose fissure a ELU.} \\ \nu = 0,2 \text{ si le beton non fissure a ELS.} \end{cases}$$

- **Diagramme contrainte-déformation du béton :**

Un diagramme contrainte-déformation pour le béton représente la relation entre la contrainte appliquée au matériau et la déformation résultante, généralement, le béton présente une phase élastique suivie d'une phase plastique. Si La phase élastique est réversible, tandis que la phase plastique est généralement irréversible et peut conduire à la rupture du matériau. (2)

- **à l'ELU** : le diagramme contrainte-déformation atteint son point limite maximale, c'est le point auquel le matériau ne plus capable de résister à des contraintes supplémentaires sans provoquer de déformation ou de rupture excessive. (3)

$$f_{bu} = \frac{0.85.f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad (\text{BAEL91 art2.3.3.3}).$$

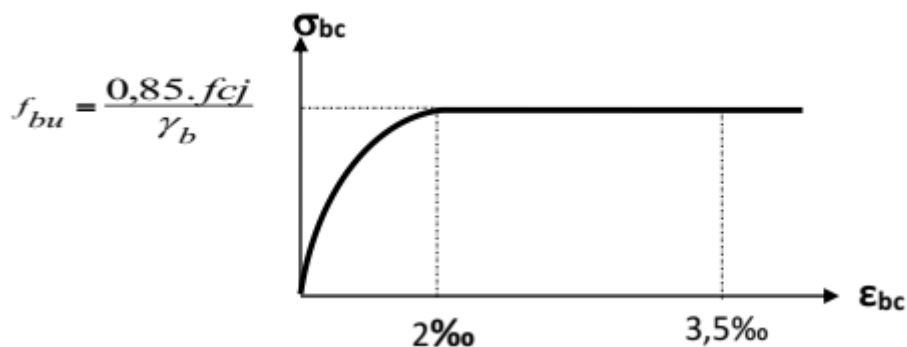


Figure 1-6 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELU.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

- **à l'ELS** : le diagramme contrainte-déformation du béton se voit attribuer des niveaux de contrainte et de déformation qui correspondent aux conditions normales de fonctionnement de la structure, le matériau subit une déformation élastiques réversibles sans atteindre le point de rupture. (3)

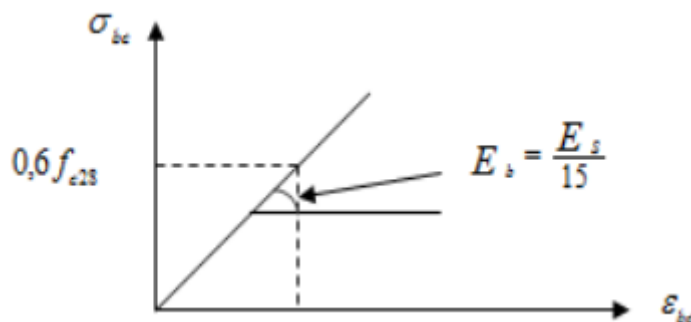


Figure 1-7 : Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS.

- Caractéristiques du béton utilisé :

On a :

γ_b : coefficient de securite. $\begin{cases} \gamma_b = 1,5(\text{situation durables.}) \\ \gamma_b = 1,15(\text{situation accidentelles.}) \end{cases}$

θ : coefficient relatif à la durée d'application de la charge :

$\begin{cases} \theta = 1 \text{ si la durée d'application } > \text{à } 24h . \\ \theta = 0.9 \text{ si la durée d'application entre } 1h \text{ et } 24 h . \\ \theta = 0,85 \text{ si la durée d'application } < \text{à } 1h . \end{cases}$

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Les différentes caractéristiques utilisées dans le dimensionnement de la structure représentées dans le tableau suivant :

Tableau 1-3 : caractéristiques de béton utilisés

Paramètre	Formule	Résultat (MPa)
Résistance à la compression	f_{c28}	25
Résistance à la traction	$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$	2.1
Contrainte à l'état limite ultime	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$	14.17
Contrainte à l'état accidentelle	$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$	18.48 ($\theta=1$)
Contrainte à l'état de service	$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$	15
Contrainte de cisaillement(FPP)	$\tau_u = \min(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa)$	3.33
Contrainte de cisaillement(FTP)	$\tau_u = \min(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa)$	2.5
Module de déformation longitudinale instantané	$E_{ij} = 11000\sqrt[3]{f_{c28}}$	32164.20
Module de déformation longitudinale différé	$E_{ij} = 3700\sqrt[3]{f_{c28}}$	10818.86

1.7.2 L'acier

➤ Définition de l'acier :

L'acier défini comme un alliage métallique principalement composée de fer, de carbone et d'autre éléments, tel que le manganèse, le nickel, le chrome, entre autres. Il est utilisé dans la construction pour sa résistance élevée, sa ductilité, sa facilité de fabrication et sa capacité à être formé en différentes formes et tailles selon les besoins de conception.

➤ Propriétés de l'acier :

- **Résistance mécanique** : l'acier présente une grande résistance à la traction, à la compression et au cisaillement.
- **Dureté** : la dureté de l'acier dépend de sa composition chimique et de son traitement thermique.
- **Ténacité** : l'acier est un matériau tenace capable d'absorber de l'énergie avant de se rompre.
- **Résistance à la corrosion** : la résistance à la corrosion de l'acier dépend de sa composition chimique et de son traitement de surface.
- **Recyclable** : l'acier est un matériau recyclable à 100%.

➤ Types d'acier :

Tableau 1-4 : les types d'aciers.

Famille d'acier	Composition	Propriétés	Applications
Aciers non alliés	Fer et carbone.	Ductilité, malléabilité, résistance à la traction.	Construction, machines, outils.
Aciers alliés	Fer, carbone , et d'autres éléments (chrome, nickel, molybdène)	Propriétés spécifiques selon l'alliage (résistance à la corrosion, à l'usure, aux températures élevées)	Outils, machines , construction navale, aéronautique .
Aciers inoxydables	Fer , carbone, chrome et nickel .	Résistance à la corrosion.	Automobile, chimie, agroalimentaire ,construction .
Fontes	Fer et carbone	Fragilité résistance à la compression	Moteurs ,machines ,tuyaux.

➤ **Module d'élasticité longitudinal de l'acier**

✓ **Etat limite ultime (ELU) :**

Pour le calcul, on utilise le diagramme contrainte déformation expérimentale, ce diagramme se compose de deux parties (**BAEL 99, art A.2.2,2**).

- Droite de Hook : $E_s = \frac{\sigma_s}{\epsilon_s}$ de pente $E = 2 \times 10^5$ MPa
- Droite horizontale : limitée à 10‰

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{pour } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \\ \sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s & \text{pour } \epsilon_s \leq \epsilon_s \end{cases}$$

f_e : Contrainte limite de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 & \text{pour une situations durables .} \\ \gamma_s = 1 & \text{pour une situations accidentelle.} \end{cases}$

$$\epsilon_s = \frac{F_s}{\gamma_s \times E_s}$$

ϵ_s : allongement relatif.

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

▪ **Diagramme contraintes déformation d'acier expérimental :**

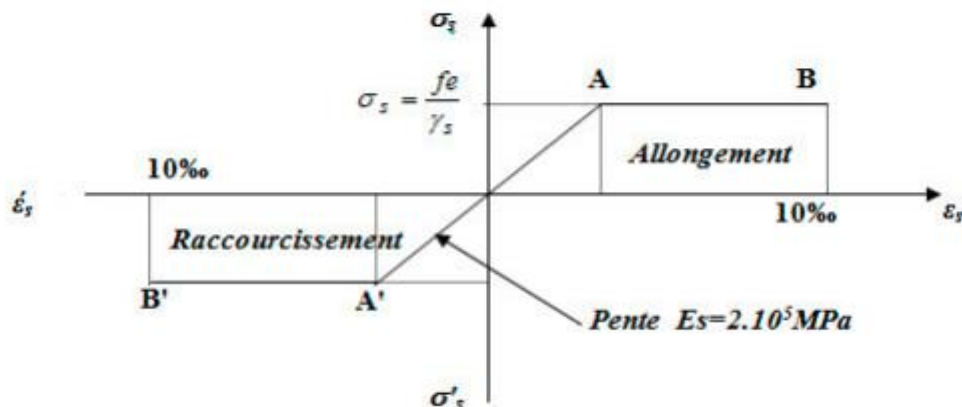


Figure 1-8 : diagramme contrainte déformation d'acier expérimental.

▪ **Diagramme contrainte déformation réel :**

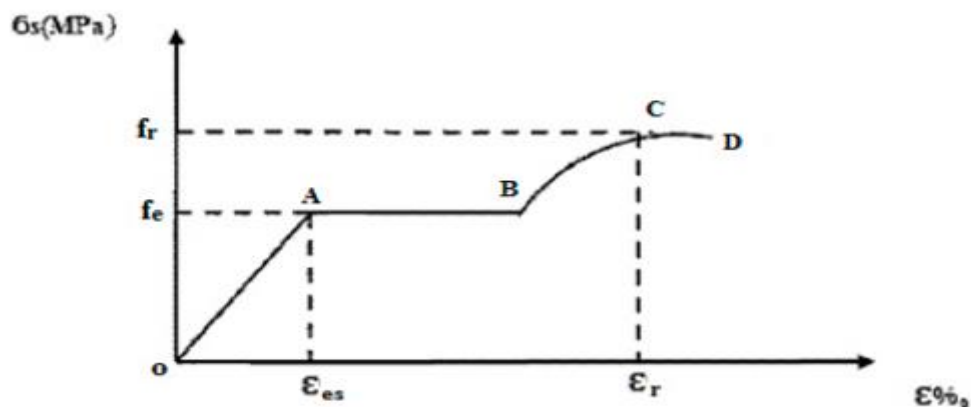


Figure 1-9 : diagramme contrainte déformation réel .

On a :

f_r : Résistance à la rupture.

ε_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ε_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

- Zone OA : Domaine élastique linéaire.
- Zone AB : Domaine plastique.
- Zone BC : Domaine de raffermissement.
- Zone CD : Domaine de striction.

État limite service (ELS)

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

État limite service est un élément important de la conception et de la construction des structures. Il permet de garantir que les structures seront sûres et fiables pendant toute leur durée de vie.

- Fissuration peu préjudiciable :

Aucune preuve n'est requise et la contrainte sur l'acier n'est située dans un espace couvert et clos où la condensation ne se produit pas, il est peu probable qu'il soit endommagé par des fissures.

$$\sigma_s = Fe/\gamma_s$$

- Fissuration préjudiciable :

Les fissures sont considérées comme nocives lorsqu'elles sont exposées à des conditions météorologiques défavorables (pluie, neige, vent, etc) ou au contact de l'eau. La contrainte de traction dans les armatures de traction est limitée à :

$$\sigma_s = \min (2/3 Fe ; 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa.}$$

- Fissuration très préjudiciable :

Les fissures sont considérées comme très nocives si les éléments sont exposés à un environnement agressif.

La contrainte de traction des armatures tendues sera limitée par la valeur suivante :

$$\sigma_s = \min (1/2 Fe ; 90\sqrt{\eta f_{tj}}) \text{ MPa.}$$

η : Coefficient de fissuration:

$$\begin{cases} \eta = 1,6 \text{ pour les aciers à haut adhérences (HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les aciers à haut adhérences (HA) de diamètre } \leq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{cases}$$

Tableau 1-5 : caractéristiques de l'acier utilisés.

Paramètres		Formule	Résultats (MPa)
Limite d'élasticité garantie.		Fe	400
Module d'élasticité longitudinale.		Es	200 000
Contrainte limite ultime à l'ELU.	SD	$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$	347,83
	SA	$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$	400

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

Contrainte limite service a l'ELS.	FPP	$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$	347,83
	FP	$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$	201,63
	FTP	$\sigma_s = \min \left\{ \frac{1}{2} fe, 90\sqrt{\eta F_{tj}} \right\}$	164,97

1.8 Conclusion :

Nous avons vu dans ce chapitre la présentation de l'ouvrage avec les plans et les informations cartographiques qu'elle a élaboré.

Ensuite, nous avons étudié le béton et l'acier et ses propriétés importantes pour la résistance du bâtiment selon les règlements parasismiques algérienne (**RPA99/V2003**).

Chapitre 2 :

Pré dimensionnement et décente des charges.

2 Introduction :

Le pré- dimensionnement des éléments (les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles...) et la descente de charges sont des étapes cruciales dans la conception d'une structure, cette étape implique de choisir initialement les dimensions des éléments structuraux tels que les poutres, les poteaux et les dalles en fonction des charges attendues. Une fois les éléments pré- dimensionnés, la descente des charges consiste à répartir les charges appliquées sur la structure de manière appropriée. Après l'analyse, les dimensions des éléments peuvent être ajustées pour optimiser la performance structurale tout en respectant les contraintes de conception et les exigences de sécurité.

Et pour cela nous avons été baptisés sur les règlements CBA93, BAEL91 version 99 et le RPA99 version 2003 afin de mener à bien ce projet.

2.1 Les planchers :

Les planchers se sont des éléments porteurs horizontaux et fondamentaux dans l'équilibre de la structure qui couvrent toute la surface du bâtiment et ont pour tâche de recevoir les charges et de les répartir entre les éléments sur lesquels ils reposent.

Dans notre projet on distingue deux types de planchers :

2.1.1 Plancher à corps creux :

- Définition :

Il s'agit d'une dalle composée de corps creux en béton et de poutrelles en béton armé, et ces éléments sont suivis par la dalle de compression.

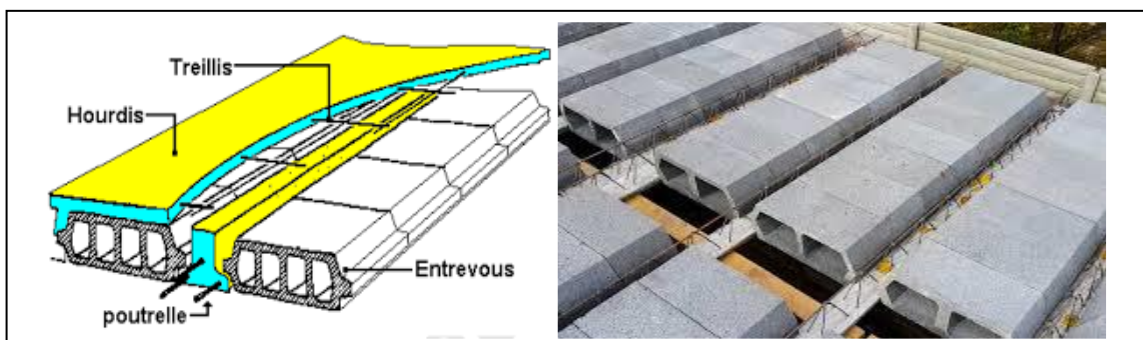


Figure 2-1 : coupe d'un plancher en corps creux.

Le pré- dimensionnement se fait par les étapes suivantes :

- Condition de résistance à la flèche : d'après l'article B.6.8.4, 2.4 (CBA93).

$$h_t \geq \frac{\min(L_{x\max}, L_{y\max})}{22.5}$$

$$L_{\max} \geq \frac{4.55}{22.5} = 20.22 \text{ cm.}$$

h_t : hauteur totale du plancher.

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

Lx_{max} : distance maximale entre nus d'appuis dans le sens ox.

Ly_{max} : Distance maximale entre nus d'appuis dans le sens oy.

Nous choisirons donc un plancher à corps creux **(16+5)**, Ht=21cm.

H= 16cm (hauteur du corps creux).

$H_0 = 5$ cm (Hauteur de dalle de compression).

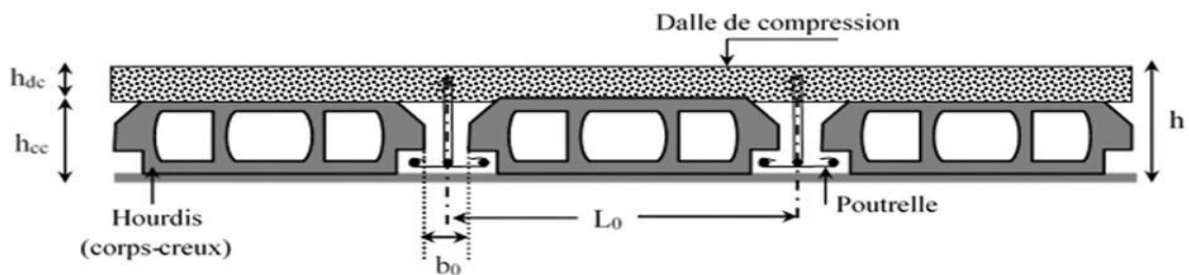


Figure 2-2 : coup d'un plancher en corps creux

2.1.2 Plancher dalle pleine :

Il s'agit d'une dalle remplie de béton armé sous forme d'un seul élément, nous avons utilisé ce type pour le balcon.

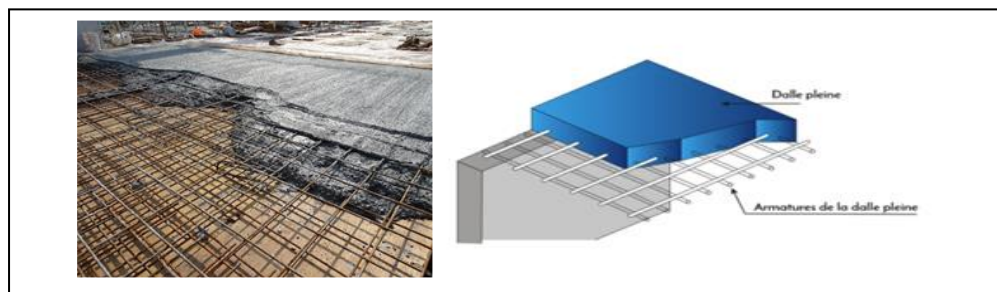


Figure 2-3 : coup d'un plancher en dalle plein

- Résistance au feu

$e_1 = 7$ cm pour 1 heure de coup de feu .

$e_2 = 11$ cm pour 2 heures de coup de feu.

$e_3 = 17,5$ cm pour 4 heures de coup de feu .

- Résistance à la flexion

La dalle sur trois ou quatre appuis

$$\frac{Lx}{50} \leq e_4 \leq \frac{Ly}{40} \quad \frac{455}{50} \leq e_4 \leq \frac{455}{40} \quad 9,1 \leq e_4 \leq 11,38$$

La protection contre les bruits exige une épaisseur minimale $e_5 = 16$ cm

D'où : $e = \max(e_1, e_2, e_3, e_4, e_5) = 17,5$ cm

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

donc :

$$e = 20 \text{ cm.}$$

L_x = la petite portée de la dalle la plus sollicitée

L_y = la grande portée de la dalle.

2.2 Pré- dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments structuraux utilisés dans la construction pour soutenir des charges lourdes, et transmettre vers les poutres principales.

On prend $b_0 = 10 \text{ cm}$ (il varie entre 10 à 20 cm).

On détermine largeur de la dalle comme suit :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right) \quad \text{d'après CBA93(article A.4.1.3).}$$

L_x = distance entre nus des poutrelles.

L_y = distance entre nus d'appuis des poutrelles

On a $h = 21 \text{ cm}$, $h_0 = 5 \text{ cm}$, $b_0 = 10 \text{ cm}$.

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

$L_y = 455 - 50 = 405 \text{ cm}$.

Ce qui donne :

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

2.3 Prédimensionnement des balcons

Les balcons sont constitués en dalle pleine.

e_b : l'épaisseur du balcon doit être au moins égale à 12 cm (d'après RPA99/V2003)

$$e_b \geq \frac{L}{10} \quad L : \text{largeur du balcon. } L = 100 \text{ cm.}$$

$$e_b \geq \frac{100}{10} = 10 \text{ cm.}$$

On prend :

$$e_b = 15 \text{ cm.}$$

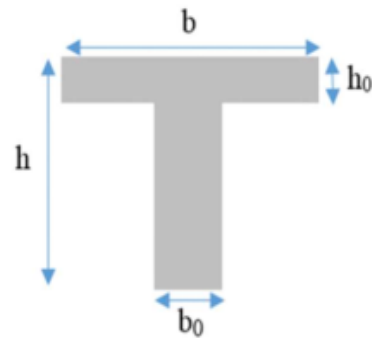


Figure 2-4 : coupe de poutrelle.

2.4 Pré dimensionnement des escaliers

Un escalier est une structure constituée de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre à l'intérieur d'un bâtiment ou entre différents niveaux extérieurs. Les escaliers peuvent être fabriqués à partir de divers matériaux tels que le bois, le métal, le béton ou la pierre, et peuvent être conçus dans une large gamme de styles et de configuration.

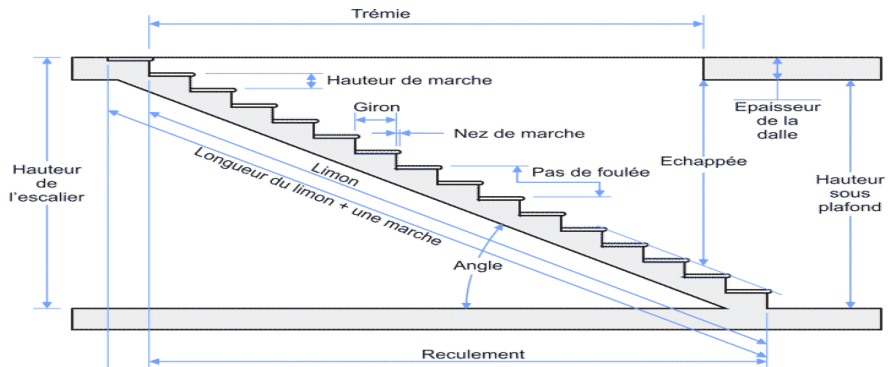


Figure 2-5 : schéma d'escalier

-Caractéristiques techniques

g = largeur de la marche (giron).

h = Hauteur d'étage

n = le nombre de marches.

L = longueur de paillasse

H = demi hauteur d'étage.

2.4.1 Calcul du nombre de marches et contres marches :

- Pour étage courant et RDC :

Hauteur d'étage : $h = 3.06$ m.

Hauteur de la marche : $16,5 \text{ cm} \leq h \leq 17,5 \text{ cm}$

On prend :

$h = 17 \text{ cm.}$

Le nombre des marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$$

$n = 18$

9 contre marches pour chaque volée.

$$m = n - 1 = 18 - 1 = 17$$

$m = 8 \text{ marches}$

8 marches pour chaque volée.

- Le giron :

On a :

$$60 < 2h + g < 66 \quad \text{et} \quad 2h + g = 64$$

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

Donc :

$$60 < 64 < 66 \dots\dots\dots \text{Vérifier}$$

- **Pour l'entrée de la structure :**

Le nombre des marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{102}{17} = 6 \text{ contre marches}$$



$$n = 6$$

$$m = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches}$$



$$m = 5 \text{ marches}$$

2.4.2 L'inclinaison de la paillasse :

- **Pour étage courant et rdc :**

On a: $g = 153 \text{ cm}$

$$\text{tg}(\alpha) = g / h = \text{tg}(153 / 240)$$



$$\alpha = 32.52^\circ$$

La longueur de paillasse est $1,53 / \sin \alpha$

Donc L :



$$L = 284.60 \text{ cm}$$

- **Pour l'entrée de la structure :**

On a: $g = 102 \text{ cm}$.

$$\text{tg}(\alpha) = g / h = \text{tg}(102 / 150)$$



$$\alpha = 34.22^\circ$$

La longueur de paillasse est $102 / \sin \alpha$

Donc L :



$$L = 181.37 \text{ cm}$$

2.4.3 Épaisseur d'escaliers :

- **Pour étage courant et rdc :**

$$\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{284.60}{30} \leq e_p \leq \frac{284.60}{20}$$

$$9.49 \leq e_p \leq 14.23$$

On prend :

$$e_p = 14 \text{ cm.}$$

- **Pour l'entrée de la structure :**

$$\frac{181.37}{30} \leq e_p \leq \frac{181.37}{20}$$

$$6.05 \leq e_p \leq 9.07$$

On prend :

$$e_p = 8 \text{ cm.}$$

On choisit pour les deux paillasse et les paliers de repos :

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

2.5 Pré dimensionnement des poutres :

- Définition

Une poutre est un élément structurel horizontal ou incline, utilise pour supporter des charges et transférer vers les fondations.

2.5.1 Les Poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, et reprendre les charges provenant des poutrelles.

Tableau 2-1 : pré dimensionnement des poutres principales

/	BAEL91	RPA99 VERSION2003	/
Hauteur (h)	$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ Avec $L_{\max} = 500\text{cm.}$ $\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$ $33.33 \leq h \leq 50$ $h = 45\text{ cm}$	$b \geq 20\text{cm.... CV.}$ $h \geq 30\text{cm.... CV.}$ $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{45}{35} = 1.28 < 4...CV.$	$h = 45\text{ cm}$
Largeur (b)	$0.3h \leq b \leq 0.7h$ $13.5 \leq b \leq 31.5$ $b = 30\text{cm}$		$b = 30\text{cm}$

2.5.2 Les Poutre secondaires

Elles sont généralement plus petites et moins résistantes que les poutres principales .et sont disposées parallèlement aux poutrelles.

Tableau 2-2 : pré dimensionnement des poutres secondaires

/	BAEL91	RPA99 VERSION2003	/
Hauteur (h)	$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ Avec $L_{\max} = 455\text{ cm.}$ $\frac{455}{15} \leq h \leq \frac{455}{10}$ $30.33 \leq h \leq 45.5$ $h = 40\text{cm}$	$b \geq 20\text{cm.... CV.}$ $h \geq 30\text{cm....CV.}$ $\frac{h}{b} \leq 4$ $\frac{40}{30} = 1.33 < 4...CV.$	$h = 40\text{ cm}$
Largeur (b)	$0.3h \leq b \leq 0.7h$ $12 \leq b \leq 28$ $b = 30\text{cm}$		$b = 30\text{cm}$

2.6 Pré dimensionnement des voiles

Le voile est un élément structural vertical et plein généralement en béton armé, utilisé pour supporter des charges et les transférer aux fondations.

Le pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7 de **RPA 99**

Les voiles servent, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et /ou vent), et reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou de vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le RPA99 article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition ($L \geq 4e$).

Ses éléments sont considérés comme des éléments linéaires

e : épaisseur du voile.

L : longueur du voile

h_e : hauteur libre d'étage.

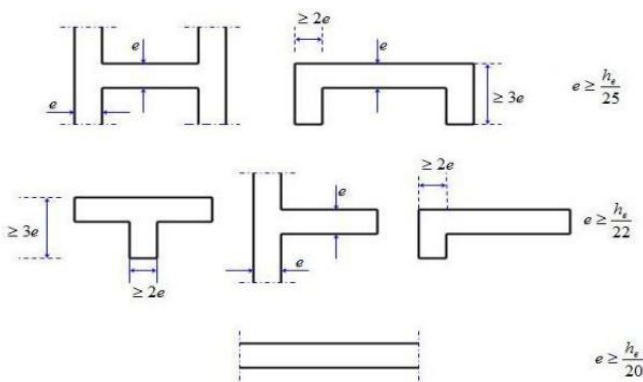


Figure 2-7 :coup de voile en plan .

$$e \geq \max \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right)$$

- Pour RDC :

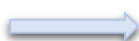
$$h_e = 306 - 50 = 256 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max (10.24 , 11.63 , 12.8)$$

- Pour étage courant :

$$h_e = 306 - 50 = 256 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max (10.24, 11.63, 12.8)$$



$$e = 12.8 \text{ cm.}$$



$$e = 12.8 \text{ cm.}$$

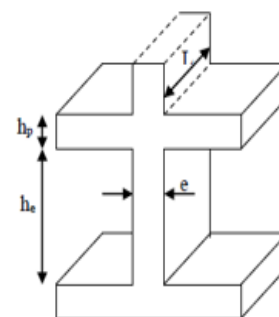


Figure 2-6 :coupe de voile en élévation .

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

- Pour entre-sol :

$$h_e = 368 - 50 = 318 \text{ cm.}$$

$$e \geq \max (12.72, 14.45 , 15.9)$$

Alors

$$e \geq \max (12.8 , 12.8 , 15.9)$$

On prend

$$e = 20 \text{ cm.}$$

$$e = 15.9 \text{ cm.}$$

$$e \geq 15.9 \text{ cm.}$$

$$L \geq 4 e \quad \text{donc : } L = 80 \text{ cm.}$$

2.7 Évaluation des charges

G : la charge permanente

Q : la charge d'exploitation.

- Charges permanente :

▪ Plancher terrasse inaccessible :

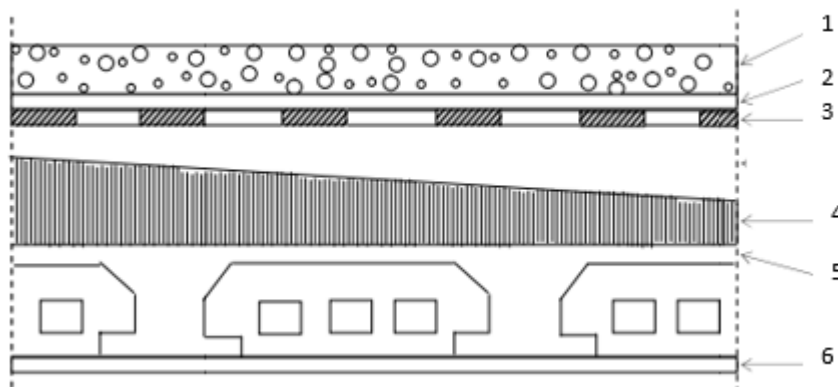


Figure 2-8 :plancher terrasse inaccessible .

Tableau 2-3 : évaluation des charges dans la terrasse inaccessible.

	Élément	Épaisseur (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Protection gravillon	6	1700	1.00
2	Étanchéité Multicouche	4	/	0.24
3	Isolation thermique	4	400	2.20
4	Forme en pente (2%)	10	2200	0.16

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

5	Plancher (corps creux)	0,21	/	2,85
6	Enduit en plâtre	2	1000	0.20
				$G_T = 6.65$

▪ Terrasse accessible :

Tableau 2-4 : évaluation des charges dans la terrasse accessible.

Élément	Épaisseur(cm)	Masse volumique (kg/m³)	Poids surfacique (kN/m²)
Protection gravillon	6	1700	1.00
Étanchéité multicouche	4	/	0.24
Forme en pente (2%)	10	2200	2.20
Plancher (corps creux)	0,21	/	2.85
Enduit en plâtre	2	1000	0.20
			G _T = 6.49

▪ Etage courant et RDC :

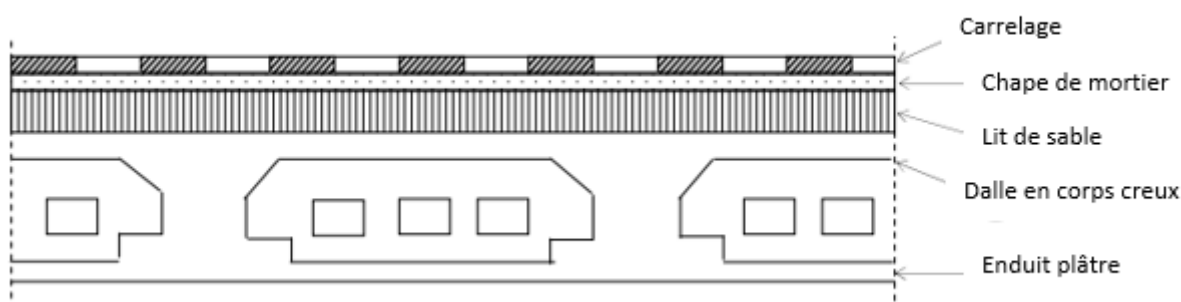


Figure 2-9 :schéma de plancher étage courant

Tableau 2-5 : évaluation des charges dans les étages et RDC

Élément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m^3)	Poids surfacique (kN/m^2)
Carrelage + mortier de pose	2,73	22	0.60
Lit de sable	3	19	0.57
Cloison	0.1	1000	1

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

Dalle corps creux	21	/	2.85
Enduit en plâtre	2	10	0.20
			$G_{rdc} = G_e = 5.62$

▪ Plancher dalle pleine :

Elément	Epaisseur(cm)	masse volumique(KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Cloison de répartition	0.1	1000	1.00
Carrelage	2.73	2200	0.6
Mortier de pose	2	2000	0.4
Lit de sable	3	1900	0.57
Dalle plein	20	250	5
Couche de plâtre	2	1000	0.2
$G = 7.77$			

▪ Balcon

Tableau 2-6 : évaluations des charges dans le balcon.

Matériaux	Poids surfacique (KN/m ²)
Revêtement de carrelage	0.44
Mortier de pose	0.4
Sable	0.57
Plancher dalle pleine	3.75
Enduit de plâtre	0.4
$G = 5.56$	

▪ Mur extérieurs

Tableau 2-7 : évaluation des charges dans les murs extérieurs.

Matériaux	Epaisseur (cm)	d (kN/m ³)	G (kN/m ²)
Brique creuse	20	900	1.80
Enduit en plâtre	2	1000	0.2

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

Enduit en ciment	2	2200	0.44
			G= 2.44

▪ Le palier

Tableau 2-8 : évaluation des charges dans le palier.

Matériaux	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.44
Mortier de pose	0.4
Lit de sable	0.36
Dalle en BA	3.75
Enduit de plâtre	0.2
G = 5.15	

▪ La paillasse

Tableau 2-9 : évaluation des charges dans la paillasse.

Matériaux	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.44
Mortier de pose	0.4
Lit de sable	0.36
Marche	3.74
Paillasse	3.75
Garde-corps	0.2
G = 8.89	

- Charges d'exploitations :

Tableau 2-10 : évaluation des charges dans les niveaux.

Niveau	Usage	La Charge(KN/m ²)
Terrasse inaccessible	Inaccessible	1
Etage courant	Habitation	1.5
RDC	Habitation	1,5
Balcon	Habitation	3.5
Sous-sol	Commercial	4
Palier	Repos	2.5
Paillasse	Escalier	2.5
Terrasse accessible	Accessible	1,5

2.8 Pré dimensionnement des poteaux

Ce sont des éléments en béton arme carre, rectangulaire ou circulaire, destines à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du **CBA93 (article B.8.2.1)**

Les étapes de calcule

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

- On considère le poteau le plus sollicitée.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau.

2.8.1 La descente des charges :

- Loi de dégression : DTRBC 2.2 (art 6.3).

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu' à $0,5Q$.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ selon le BAEL91 modifié 99

Q : Charge d'exploitation.

n : Nombre d'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse .

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitation des planchers courants.

- calcule les surcharges :

terrasse $Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$

Etage 9..... $Q_0 + Q_1 = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Etage 8..... $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 3,85 \text{ KN/m}^2$

Etage 7..... $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 5,05 \text{ KN/m}^2$

Etage 6..... $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 6,1 \text{ KN/m}^2$

Etage 5.... $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 7 \text{ KN/m}^2$

Etage 4.... $Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 7,75 \text{ KN/m}^2$

Etage 3.... $Q_0 + 0,70(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 8,35 \text{ KN/m}^2$

Etage 2.... $Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 8,8 \text{ KN/m}^2$

Etage 1 $Q_0 + 0,60(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 9,1 \text{ KN/m}^2$

RDC ... $Q_0 + 0,55(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 9,25 \text{ KN/m}^2$

- Calculer les charges d'exploitation N_q :

$$N_q = Q \cdot S_{maj} \quad \begin{cases} Q = \text{charge d'exploitation.} \\ S = \text{surface offertes majeure} \end{cases}$$

- Calculer les charges permanentes N_G :

$$N_{G \text{ plancher}} = S_{maj} \cdot G$$

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

$$N_{G_{pp}} = \rho . (b . h) . L_{pp}$$

$$N_{G_{ps}} = \rho . (b . h) L_{ps}$$

Au niveau de terrasse $N_{G_{poteau}} = 0 \text{ KN}$

L_{pp} = longueur de la poutre principale .

L_{ps} = longueur de la poutre secondaire .

h_{et} = hauteur d etage .

G = charge permanente de plancher.

Q = charge d exploitation du plancher .

Tableau 2-11 : charge revenant au poteau central

Niveaux	Elément	$N_G(KN)$	$N_Q(KN)$
Terrasse	Poids de plancher	144,77	21,77
	Poids poutre principal	14,68	-
	Poids poutre secondaire	13,65	-
	Total	173,1	21,77
Etage courant	Poids plancher	122,35	32,66
	Poids poutre principal	14,68	-
	Poids poutre secondaire	13,65	-
	Poids poteau	27,54	-
	Total	150,68	32,66
RDC	Poids plancher	122,35	32,66
	Poids poutre principal	14,68	-
	Poids poutre secondaire	13,65	-
	Poids poteau	27,54	-
	Total	150,68	32,66
Entre sol	Poids plancher	169,15	87,08
	Poids poutre principal	14,68	-
	Poids poutre secondaire	13,65	-
	Poids poteau	33,12	-
	Total	230,60	87,08

2.8.2 Calcule la surface afférente. :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 2 \times \left[\frac{5}{2} \times \frac{4,55}{2} \right] + 2 \times \left[\frac{3,7}{2} \times \frac{4,55}{2} \right] = 19,79 \text{ m}^2.$$

$$S_{maj} = 1,1 \times 19,79 = 21,77 \text{ m}^2.$$

$$L_{pp} = 4,35 \text{ m.}$$

$$L_{ps} = 4,55 \text{ m}$$

$$G = \gamma_s \cdot L \cdot h \cdot b$$

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

$$G_{pp} = 25 \times 4,35 \times 0,45 \times 0,30 = 14,68 \text{ KN} .$$

$$G_{ps} = 25 \times 4,55 \times 0,40 \times 0,30 = 13,65 \text{ KN} .$$

- Section de Poteau:

La formule générale :

$$Br \geq \frac{k \times \beta \times N_U}{\frac{\theta \times f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_{ed}}{100}}$$

Br : section réduite du poteau

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa} , \quad f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}.$$

β : Coefficient dépendant de l'élancement mécanique γ des poteaux qui est defini comme suit :

- si $\lambda \leq 50 \rightarrow \beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2$
- si $50 \leq \lambda \leq 70 \rightarrow \beta = 0,6(50/\lambda)^2$

Pour tous les armateurs participant à la résistance, on prendra l'élancement mécanique forfaitairement égale $\lambda = 35$, $\beta = 1,2$

Donc : $Br \geq 0,64 N_U$.

Tableau 2-12 : section de poteau central

Niveau	N_G	$N_{G \text{ cum}}$	N_Q	$N_{Q \text{ cum}}$	N_u	Br	a×b choisi
Terrasse	173,10	173,10	21,77	21,77	266,34	170,45	/
9	150,68	323,78	32,66	54,43	518,75	332,00	50×50
8	150,68	474,46	32,66	87,09	771,15	493,54	50×50
7	150,68	625,14	32,66	119,75	1023,56	655,08	50×50
6	150,68	775,82	32,66	152,42	1275,99	816,63	50×50
5	150,68	926,5	32,66	185,07	1528,38	978,16	55×55
4	150,68	1077,18	32,66	217,73	1780,78	1139,70	55×55
3	150,68	1227,86	32,66	250,39	2033,20	1301,25	55×55
2	150,68	1378,54	32,66	283,05	2285,60	1462,78	60×60
1	150,68	1529,22	32,66	315,71	2538,01	1624,33	60×60
RDC	150,68	1679,9	32,66	348,37	2790,42	1785,87	60×60
Sous sol	230,60	1910,5	87,08	435,45	3232,35	2068,70	60×60

On fait les calculs à l'ELU et on le vérifie avec RPA99/V2003.

- ✓ $\min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \min(50 \times 50) = 50 \text{ cm}$
 $50 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{c.v}$
- ✓ $\min(a, b) \geq \frac{H_e}{20} \rightarrow 50 \text{ cm} \geq 306/20$
 $50 \text{ cm} \geq 15,3 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{c.v}$

Chapitre II : pré-dimensionnement et décente des charges

$$\checkmark \quad \frac{1}{4} < \left(\frac{a}{b}\right) < 4 \rightarrow \frac{1}{4} < \left(\frac{50}{50}\right) < 4$$
$$0,25 \leq 1 \leq 4$$

2.9 Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre seront utilisés dans les chapitres suivants, notamment dans les calculs de renforcement des éléments et les études sismiques.

Par conséquent, ce chapitre établit la relation entre la conception d'une structure et son analyse.

Chapitre 3:

Ferraillage des éléments secondaires.

3 Introduction

Ce chapitre se concentre sur l'analyse des éléments secondaires de la construction, tels que les planchers, les escaliers et les acrotères. Le processus consiste à évaluer les charges sur chaque élément, à calculer les sollicitations les plus critiques, puis à déterminer la section des armatures requise pour supporter ces charges tout en respectant les normes réglementaires en vigueur, telles que le BAEL91, le CBA93, et le RPA99, addenda 2003.

3.1 Acrotère :

3.1.1 Définition :

L'acrotère, ajouté au plancher terrasse, a pour but de sécuriser contre les chutes et de prévenir l'écoulement de l'eau le long de la façade.

En matière de calcul, on envisage l'acrotère comme une console encastree à sa base, supportant son propre poids (G) ainsi qu'une charge horizontale due à la main courante (Q). Étant exposé aux intempéries, la fissuration de l'acrotère est jugée dommageable, ce qui est pris en compte lors des calculs aux états limites ultimes et aux états limites de service, notamment en ce qui concerne la flexion composée sur une bande linéaire de 1m.

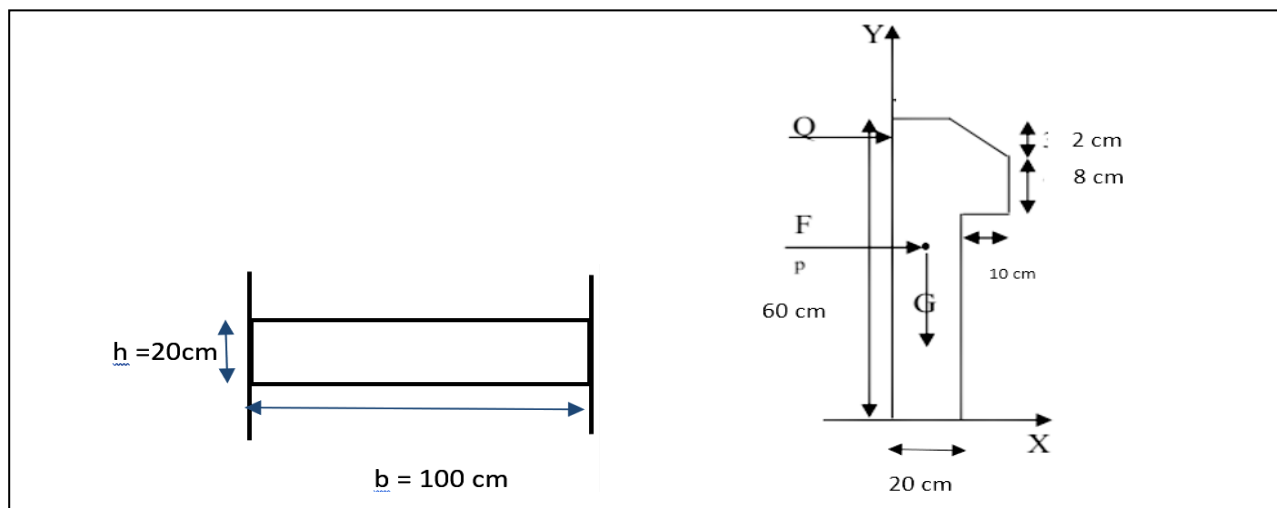


Figure 3-1 :Schéma statique de l'acrotère

3.1.2 Calcul des sollicitations :

On a :

$$Q = F = \max (F_p ; F_q)$$

Avec :

F_p : la force sismique.

$$F_p = 4AC_pW_p \text{ (RPA99(version 2003/tableau 6.2.3)).}$$

A : coefficient d'accélération de zone. (RPA99(version 2003/tableau 4.1)).

Pour notre structure on a : $A = 0.25 \begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone III} \end{cases}$

C_p : facteur de force horizontale. (RPA99(version 2003/tableau 6.1)).

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$C_p = 0.8$ (élément en console).

W_p : poids des éléments considérés.

Le calcul sera effectué pour une bande de 1m de largeur on flexion composée.

- Poids propre:

$$W_p = G = S * \rho$$

Poids volumique de béton $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

Section transversale de l'acrotère $S = ((60.20) + ((10+8).10/2) = 0.129 \text{ m}^2$.

$$W_p = 3.23 \text{ KN.ml}$$

- Surcharge d'exploitation :

$$Q = \max(F_p ; F_q).$$

$$F_p = 4.0, 25.0, 8.3, 23$$

$$F_p = 2.58 \text{ KN.ml}$$

DTR.BC2.2

$$F_q = 1 \text{ KN.ml}$$

- Moments et efforts normaux :

Tableau 3-1 : calcul moments et efforts normaux de l'acrotère .

	Efforts normaux (KN)	Moments (KN.m)
ELU	$N_u = 1,35.G$ $= 1,35.3,23 = 4,36$	$M_u = 1.5.F_p.h$ $= 1,5.2,58.0,6 = 2.322$
ELS	$N_{ser} = G$ $= 3,23$	$M_{ser} = F_p.h$ $= 2,58.0,6 = 1.548$

3.1.3 Ferrailage de l'acrotère

➤ à ELU :

$$H=20\text{cm}, b=100\text{cm}, f_{c28} = 25\text{MPa}, f_{t28} = 2.1\text{MPa}, f_c = 400\text{MPa}, c=2,5\text{cm}$$

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.322}{4.36} = 53.3\text{cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = 10 - 2.5 = 7.5\text{cm}$$

$$e_u > \frac{h}{2} - c$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal de compression elle sera donc calculée à la flexion simple.

- Moment fictif :

$$M_{ua} = A_c \cdot N_u \quad (A_c = e_A).$$

$$e_A = G_c + A_G = e_u + \left(\frac{h}{2}\right) - (h - d).$$

$$e_A = 53.3 + \left(\frac{20}{2}\right) - (20 - 17.5) = 60.8 \text{ cm}.$$

$$M_{ua} = e_A \cdot N_u = 0.608 \cdot 4.36 = 2.65 \text{ KN/m}.$$

- Calcul des sections fictives :

$$U_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{2.65 \cdot 10^{-3}}{1.0 \cdot 175^2 \cdot 14.17} = 0.0061.$$

$$10^4 U'_{bu} = 3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{M_{ua}}{M_s} = \frac{2.65}{1.548} = 1.71$$

$$U'_{bu} = 0.406.$$

$$U_{bu} < U'_{bu} \quad 0.0061 < 0.406 \quad A'_f = 0$$

$$a_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2U_{bu}})$$

$$a_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.0061}) = 0.0076 \text{ m}.$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{d(1 - 0.4a_u)\sigma_s}$$

$$A_s = \frac{2.65 \cdot 10^{-3}}{0.175(1 - (0.4 \cdot 0.0076)) \cdot 347.83} = 0.44 \text{ cm}^2.$$

La section réelle est :

$$A = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A = 0.44 - \frac{4.36 \cdot 10}{347.83} = 0.31 \text{ cm}^2.$$

- Condition de non fragilité : (art A4.2.1 BAEL91R99).

On vérifié que : $A_s \geq A_{min}$ (1).

$$A_{min} = \frac{0.23 b d F_{t28}}{F_{ed}}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot 1.0 \cdot 175 \cdot 2.1}{400} = 2.11 \text{ cm}^2$$

On remarque que la condition (1) n'est pas vérifiée.

On calcul à l'ELS.

➤ à ELS :

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$M_{rb} = \left(\frac{1}{2\alpha} \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)\right) b_0 d^2 \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\alpha = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{(15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s)}$$

$$\alpha = \frac{15.15}{((15.15) + 201.63)} = 0.53.$$

$$M_{rb} = \left(\frac{1}{2.0,53} \left(1 - \frac{0.53}{3}\right)\right) 1.0,175^2 \cdot 15 = 356.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{rb} > M_{ser} \quad \text{Donc : } A' = 0$$

$$Z_b = d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = 17.5(1 - 0.1766) = 14.41 \text{ cm.}$$

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{Z_b \sigma_s}$$

$$A_{ser} = \frac{1.548.10^{-3}}{0,1441.201,63} = 0.53 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \max(A_{ser}, A_s, A_{min}) = \max(0.53, 0.44, 2.11).$$

$$A_s = 2.11 \text{ cm}^2$$

On prend : 5HA8 = 2.51 cm^2 st=20cm.

- Armature de répartition :

$$A_{\text{réel}} = \frac{A_s}{4} = \frac{2.11}{4} = 0.5275 \text{ cm}^2.$$

On prend: 4HA8 = 2.01 cm^2st= 20cm.

3.1.4 VERIFICATION:

➤ Vérification à l'ELU :

- Vérification au cisaillement : (artA5.1 BAEL91 R99).

$$\tau_u \leq \min\left(0.15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right).$$

$$T_u \leq \min\left(0.15 \cdot \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa}\right).$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} \quad v_u = 1.5Q = 1,5.2,58 = 3.87 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{3870}{175.1000} = 0.022 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ } (0.022 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa}) \text{c'est vérifié.}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

- Vérification d'adhérence des barres :(art A 6.1.3BAEL91).

On va vérifier la condition $\tau_{se} < \bar{\tau}_s = \Psi_s f_{c28}$.

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 * 3.14 * 8 = 125.6 \text{ mm.}$$

$$V_u = 3.87 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = \frac{3870}{0.9 * 175 * 125.6} = 0.196 \text{ MPa.}$$

$$\tau_{se} = 0.196 < \bar{\tau}_s = 1.5 * 2.1 = 3.15. \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

- Contrainte de compression :

Le béton :

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ On doit vérifier cette condition.

Contrainte maximale dans le béton :

$$\sigma_{bc} = KY \quad K = \frac{M_{ser}}{I}$$

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

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$d = 17.5 \text{ cm}, b = 1 \text{ m}$$

Tableau 3-2 : résultats de contrainte de compression dans le béton de l'acrotère

M_{ser} (KN.m)	A_s cm^2	I cm^4	Y (cm)	K Kg/cm^2	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)
1.548	2.51	8.79×10^3	3.27	1.76	0.57	$\leq 15 \dots \text{CV}$

L'acier :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s = 15k(d-y) = 37,57 < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Schéma de ferrailage :

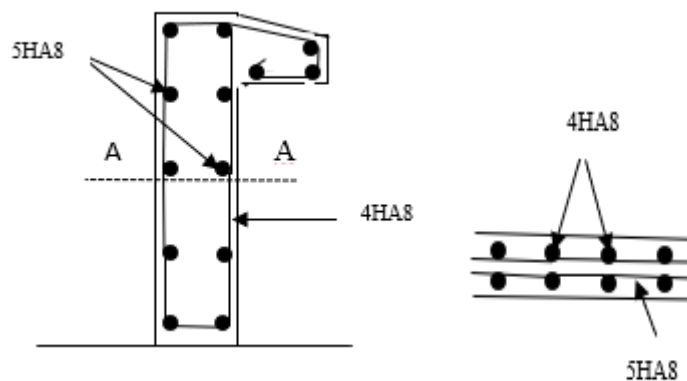


Figure 3-2 : Schéma ferrailage d'acrotère.

3.2 Calcul des balcons :

- Les charges :

Nous avons l'épaisseur de la dalle de balcon est : $e = 15\text{cm}$.

Charge permanentes (poids de la dalle) $G = 5,56 \text{ KN/m}^2$.

Surcharge d'exploitation de balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

Poids de mur (Gard corps) : $G_1 = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation du mur (main courante) : $Q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

- Schéma statique de balcon :

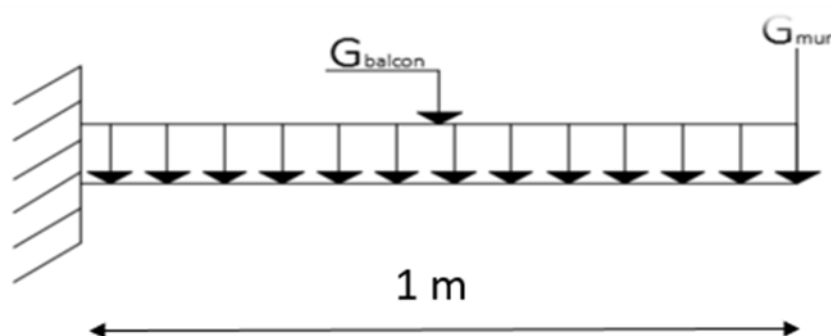


Figure 3-3 :schéma statique d'un balcon.

3.2.1 Calcul des sollicitations :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur.

- Combinaisons des charges

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$q_{u1} = 1,35 G + 1,5 Q = 12,75 \frac{KN}{ml}$$

$$q_{u2} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 3,52 KN/m$$

$$q_{s1} = G + Q = 5,56 + 3,5 = 9,06 KN/ml$$

$$q_{s2} = G_1 + Q_1 = 1,5 + 1 = 2,5 KN$$

➤ **ELU :**

$$M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} l$$

$$M_u = \left(12,75 \times \frac{1^2}{2} \right) + (3,52 \times 1) = 9,89 KN.m$$

$$T_u = (q_{u1} \times l) + q_{u2} = (12,75 \times 1) + 3,52$$

$$T_u = 16,27 KN$$

➤ **ELS :**

$$M_{ser} = \frac{q_{s1} l^2}{2} + q_{s2} l$$

$$M_{ser} = \left(9,06 \times \frac{1^2}{2} \right) + (2,5 \times 1) = 7,03 KN.m$$

$$T_{ser} = (q_{s1} \times l) + q_{s2} = (9,06 \times 1) + 2,5$$

$$T_{ser} = 11,56 KN.$$

3.2.2 Le ferrailage :

➤ **ELU :**

- **Armateur principal :**

$$B = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{9,89 \times 10^{-3}}{1 \times 0,135^2 \times 14,2} = 0,0382$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{9,89}{7,03} = 1,406 \quad , f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050)10^{-4} \quad , \mu_{lu} = 0,301$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} \rightarrow 0,0382 < 0,301$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z_b f_{ed}} \quad , z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,135 \times (1 - 0,6 \times 0,0382) = 0,132 \text{ cm}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$\text{Donc : } A_s = \frac{0,00989}{0,132 \times 348} = 2.15 \text{ cm}^2$$

On adopte : $5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 \rightarrow ST = 20 \text{ cm}$

- **Les armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = A_s / 4 = 1.41 \text{ cm}^2.$$

On adopte : $5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2 \rightarrow ST = 20 \text{ cm}$.

3.2.3 Les vérifications :

➤ **ELU :**

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

On remarque que :

$$A_p = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots c. v$$

$$A_r = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots c. v$$

✓ **Vérification de la disposition des armateurs (Art A8.2.42 BAEL91R99) :**

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots \dots \dots c. v$$

- **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots \dots \dots c. v$$

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

$$T_{u \max} = 16.96 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{0,01627}{1 \times 0,135} = 0,121 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}. \text{ (Fissuration préjudiciables).}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow 0,121 \leq 2,5 \dots \dots \dots c. v$$

✓ **Vérification de l'adhérence aux appuis :**

Il faut que :

$$\bar{\tau}_u \leq \bar{\tau}_a = \psi_s \cdot f_{t28}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa}.$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$\tau_u = \frac{T_u}{0,9.d.\Sigma U_i} = \frac{16,27 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,135 \times 0,1884} = 0,711 \text{ MPa.}$$

$$\Sigma u_i = n\pi\phi = 5 * 3,14 * 12 = 188,4 \text{ mm.}$$

$$\tau_u = 0,711 < \bar{\tau}_u = 3,15 \text{ MPa.}$$

➤ ELS:

La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_{bc} = KY$$

$$\rightarrow K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \rightarrow I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau 3-3 : récapitule des résultats de contrainte de compression dans le béton (balcon)

Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Kg/cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
7,03	5,65	$1,36 \times 10^4$	4,01	5,17	$2,07 \leq 15$		Condition vérifiée

✓ Verification de la flèche:

$$\frac{h}{1} = \frac{15}{135} = 0,11 > \frac{1}{15} = 0,06 \dots \dots \dots c.v$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0042 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots c.v$$

➤ Schéma de ferrailage d'un balcon :

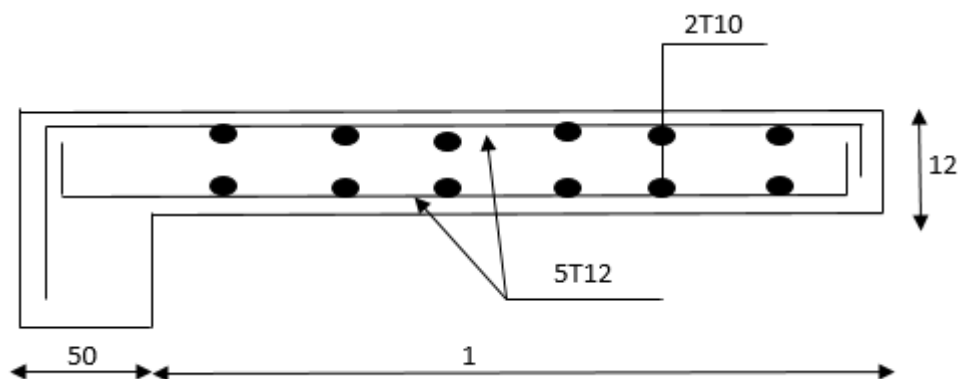


Figure 3-4 : dessin ferrailage d'un balcon

3.3 Étude des planchers :

3.3.1 Dalle de compression :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, ils ont un rôle très important dans la structure. Ils transmettent les charges aux éléments porteurs, supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs poutrelles, et par des éléments de remplissage corps creux, de dimensions (16+5) avec une dalle de compressions de 5cm d'épaisseur.

Dont les dimensions ne doivent excéder :

- 20 cm pour les armateurs perpendiculaires aux nervures
- 33cm pour les armateurs parallèles aux poutrelles. (Nervures)

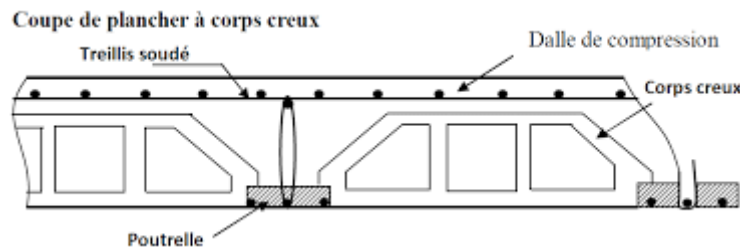


Figure 3-5 : coupe d'un plancher en corps creux

Soit :

A : la section des armateurs perpendiculaire aux nervures.

$$\text{Si : } L \leq 50\text{cm} \rightarrow A > \frac{200}{f_e}.$$

$$50 \leq L \leq 80 \rightarrow A > \frac{4L}{f_e}.$$

Dans notre cas : $L = 65\text{ cm}$

L = l'entraxe des poutrelles (nervures)

- **Les armateurs perpendiculaires aux nervures (poutrelles) :**

$$A_{per} = \frac{4 \cdot L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{per} = 6T5 = 1,18\text{cm}^2/\text{ml}$$

Avec : $St = 15\text{cm}$.

- **Les armateurs parallèles aux nervures (poutrelles) :**

$$A_{par} = \frac{A_{per}}{f_e} = 0,49\text{cm}^2/\text{ml}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$A_{par} = 6T5 = 1,18\text{cm}^2/\text{ml}$$

Donc nous optons pour le ferrailage de la dalle de compressions un treillis soude de (TLE500) de dimensions $(150 \times 150)\text{mm}^2$.

➤ Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

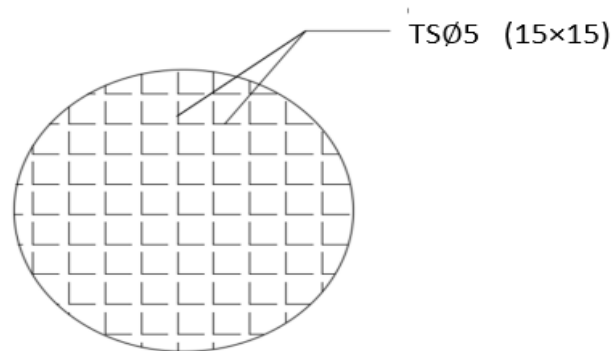


Figure 3-6 : schéma ferrailage de la dalle de compression

3.4 Les poutrelles :

3.4.1 Définition :

Une poutre se définit comme un élément structural linéaire et horizontal, généralement caractérisé par une section transversale constante. Sa fonction principale est de supporter des charges et de les transférer aux appuis ou aux fondations.

Les poutres jouent un rôle crucial dans la construction de divers ouvrages, tels que les bâtiments, les ponts et les infrastructures. Elles fonctionnent en résistant à la flexion, ce qui signifie qu'elle se plie sous l'action des charges appliquées.

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissants et les efforts tranchants.

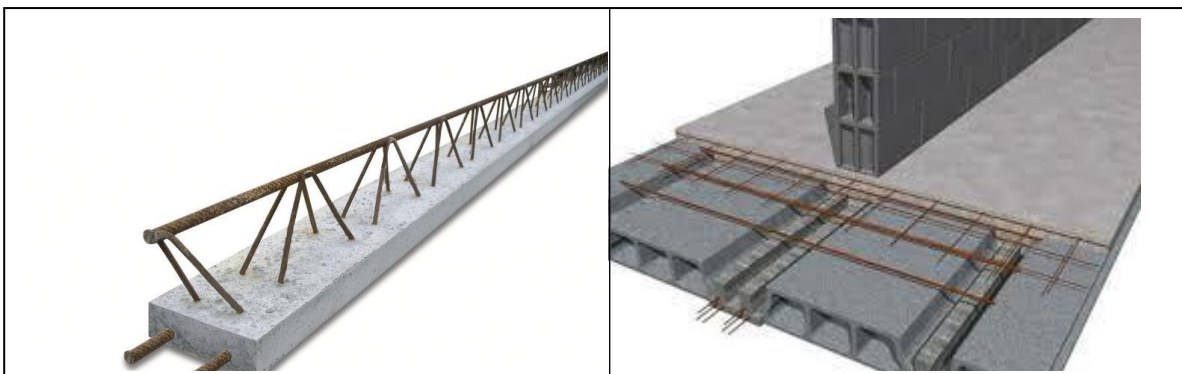


Figure 3-7 : coupe d'un plancher corps creux.

3.4.2 Types de poutrelles :

Pour notre structure on distingue un seul type de poutrelles représentées comme suit :

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} \quad , \text{ la charge revenant a la poutrelle } \begin{cases} q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 \\ q_s = (G + Q) \times 0,65 \end{cases}$$

Tableau 3-4 : charges et surcharges et combinaisons de charges.

	b (m)	α	$G(KN/m^2)$	$Q(KN/m^2)$	$q_u(KN/m^2)$	$q_s(KN/m^2)$
Terrasse	0,65	0.12	7,3	1	7,38	5,40
RDC	0,65	0,39	6,27	4	9,40	6,68
Etage courant	0,65	0,19	6,27	1,5	6,96	5,05

Le cas le plus défavorable c'est le cas de RDC.

$$Q_U = 9,40KN/ml \quad , Q_S = 6,68KN.ml$$

3.4.3 Les méthodes de calcul :

- Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL91) :

La méthode forfaitaire permet de calculer les sollicitations maximales dans les poutrelles.

Elle ne s'applique que si les conditions suivantes sont vérifiées

- Il faut que le plancher soit à surcharge modérée :

$$Q \leq \min(2G, 5) \rightarrow 4 \leq \min(2 \times 6,27, 5) \rightarrow \text{condition verifier.}$$

- Le rapport entre deux travées successives des poutrelles doit être compris entre 0,8 et 1,25 :

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq \frac{4,55}{4} \leq 1,25 \rightarrow \text{condition verifier}$$

La condition est vérifiée donc la méthode forfaitaire est applicable.

- Méthode de Caquot :

Moment en appuis :

$$M_a = - \frac{q_w l'_w{}^3 + q_e l'_e{}^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

Avec :

- M_a = moment aux appuis du aux charge reparties sur les deux travees .
- $l' = l$ pour une travee de rive .
- $l' = 0,8l$ pour une travee intermediaire.
- q_w et q_e = une charge uniformement repartie d intensite .

Moment en travées

$$M_t = M_0(x) + \left(1 - \frac{x}{l}\right) M_w + \frac{x}{l} M_e.$$

Avec :

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (l - x)$$

- $M_0(x)$ = le moment flechissant d une travee supposee independante .
- M_w et M_e moments sur appuis de gauche et de droite (west et east) de travee.

Règle de l'effort tranchant

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}, \quad V_e = V_w + q \times L$$

V_w : l'effort tranchant sur l appui gauche .

V_e : l'effort tranchant sur l appui droit .

Après tous ces méthodes on a choisi de travailler avec logiciel :

3.4.4 Les moments et les efforts tranchant des étages et RDC :

- ✓ Diagramme des moments fléchissant ELU

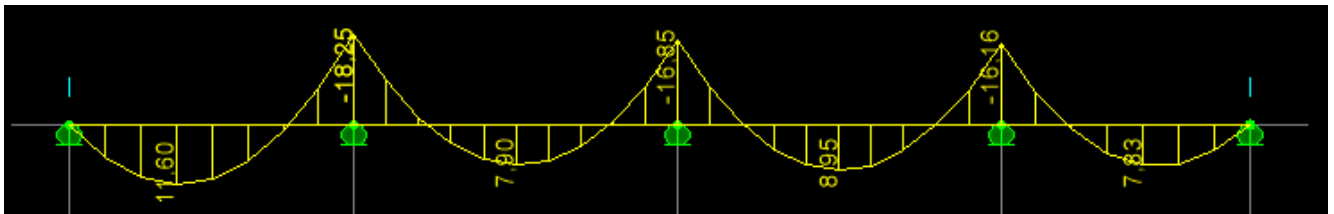


Figure 3-8 :diagramme des moments a ELU

- ✓ Diagramme des efforts tranchant ELU

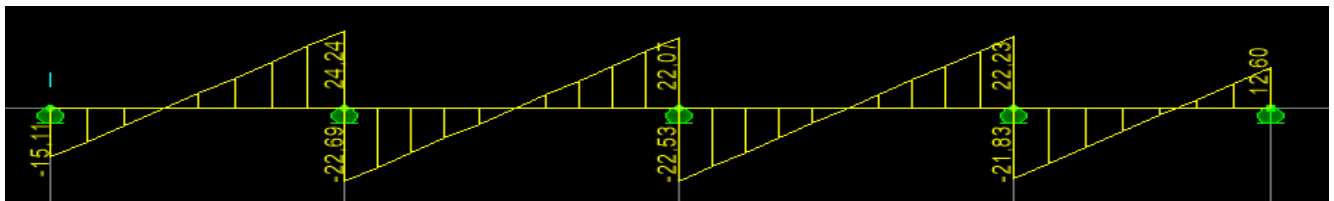


Figure 3-9 :diagramme des efforts a ELU

- ✓ Diagramme des moments fléchissant ELS.

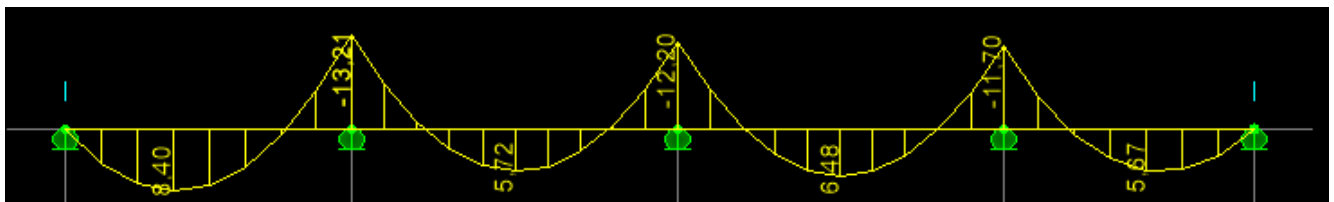


Figure 3-10 :diagramme des moments a ELS

✓ Diagramme des efforts tranchants ELS

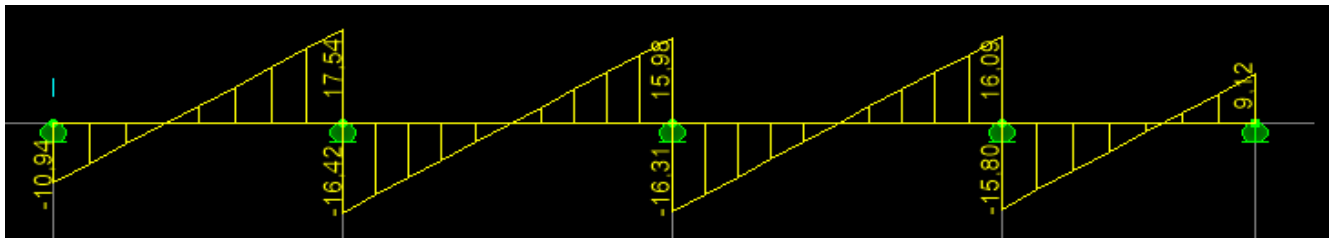


Figure 3-11 :diagramme des efforts a ELS

- Conclusion

ELS :

$$M_{a\max} = -13,21 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 8,4 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 17,54 \text{ KN}$$

ELU:

$$M_{a\max} = -18,25 \text{ KN.m}$$

$$M_{t\max} = 11,60 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 24,24 \text{ KN}$$

3.4.4.1 Ferrailage :

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 12 \text{ cm}, h = 24 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, d = 21,5 \text{ cm}$$

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

$$M_t = 65 \times 4 \times (21,5 - 2) \times 14,2 = 71,994 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} \leq M_t \rightarrow 11,60 \leq 71,994 \dots \dots \text{condition verifier.}$$

- En travée :

$$\mu_{ub} = \frac{M_{tu}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{11,60 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,215^2 \times 14,2} = 0,027$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t\text{ser}}} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{ub} = 0,027 < \mu_{lu} = 0,292 \rightarrow A' = 0$$

$$Z_B = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,215(1 - 0,6 \times 0,027) = 0,21 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{z_b \times f_{ed}} = \frac{0,01264}{0,212 \times 347,83} = 1,60 \text{ cm}^2.$$

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

- En appuis :

$$\mu_{ub} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{18,25 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,215^2 \times 14,2} = 0,23$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{aser}} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = (3440\gamma + 49f_{c28} - 3050) \times 10^{-4}$$

$$\mu_{ub} = 0,23 < \mu_{lu} = 0,29 \rightarrow A' = 0$$

$$Z_B = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0,215(1 - 0,6 \times 0,23) = 0,185m.$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{z_b \times f_{ed}} = \frac{0,01825}{0,183 \times 347,83} = 2,867cm^2.$$

On adopte 8HA8/ml = 4,02cm²

3.4.4.2 Vérification :

✓ **Espacement des armateurs transversale art (A.5.1.22 BAEL91R99) :**

$$St = \min (0,9 d, 40 \text{ cm}) = 19,35 \text{ cm.}$$

Donc St = 18 cm

✓ **Vérification de la condition de non fragilité (Art 4.2.1 BAEL 91R99) :**

$$A_{ST} \geq 0,23 \times \frac{F_{t28}}{f_e} b.d$$

$$A_{t \min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,65 \times 0,215 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,12 \times 0,215 = 3,12 \text{ cm}^2$$

- Aux appuis : $A_{ua} = 2,26 > A_{\min} = 1,25$ condition verifier
- En travées : $A_{ut} = 3,39 > A_{\min} = 3,12$ condition verifier

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle (Art A5.1 BAEL 91 R99) :**

$$V_{\max} = 24,24KN$$

$$\bar{T}_u = \min(0,1333f_{c28}, 5MPa) = 3,33MPa.$$

$$T_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{0,02424}{0,12 \times 0,215} = 0,939MPa.$$

$$T_u = 0,939 \text{ MPa} \leq \bar{T}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition verifier.}$$

✓ **Vérification de l'adhérence aux appuis (des barres) (Art 6,1,3, BAEL 91R99) :**

$$T_{se} \leq \bar{T}_{se} = \Psi_s f_{t28} \rightarrow \Psi_s = 1,5 \text{ pour FeE400}$$

$$T_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{24240}{0,9 \times 215 \times 75,36} = 1,66MPa$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$\Sigma U_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 8 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = 1,66 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition verifier}$$

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

➤ **ELS :**

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \rightarrow I = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2)$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$\sigma_{bc} = k.y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} < \sigma_{bc}$$

Tableau 3-5 : récapitule des résultats de contrainte de compression dans le béton (poutrelles)

Poutrelles	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Kg/cm ³)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	8,40	2,01	1,06 × 10 ⁴	4,02	7,92	3,1	15	Condition vérifier.
Appuis	13,21	4,02	1,9 × 10 ⁴	5,46	6,95	3,8	15	Condition vérifier.

➤ **Schéma ferrailage des poutrelles :**

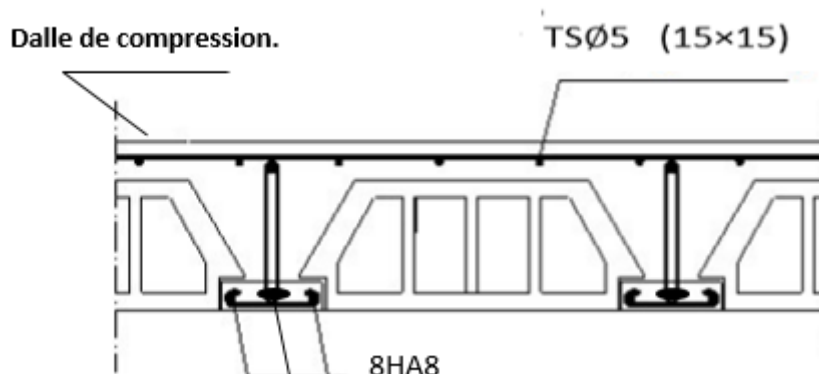


Figure 3-12 : schéma ferrailage des poutrelles

3.5 La dalle machine :

3.5.1 Définition :

La dalle machine est une dalle pleine joue un rôle crucial dans la gestion des charges et contribue à la sécurité et à la performance globale du système. Elle reprend un chargement important par rapport à celle de l'étage courant ou terrasse.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{165}{210} = 0.79 \rightarrow 0,4 < \alpha < 1 \text{ donc la dalle travaille dans les deux sens .}$$

3.5.2 Calcule des sollicitations :

ELU (v=0) :

- **Système de levage : p = 90 KN**

$$Q_u = 1,35 \times 90 = 121,5 \text{ KN}$$

- **Dalle en béton arme :**

$$G = (25 \times 0,25 + 20 \times 0,05) = 7,25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Donc

$$Q_{u \text{ dalle plein}} = (1,35 \times 7,25 + 1,5 \times 1) = 11,28 \text{ KN/m}$$

ELS (v = 0,2) :

- **Système de levage : p = 90 KN**

$$Q_s = 90 \text{ KN}$$

- **Dalle en béton arme :**

$$G = (25 \times 0,25 + 20 \times 0,05) = 7,25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Donc

$$Q_{s \text{ dalle plein}} = 7,25 + 1 = 8,25 \text{ KN/m}$$

3.5.3 Evaluation des moments:

M_{x2} et M_{y2} dus au poid propre de la dalle

ELU :

$$\rho = 0,79 \begin{cases} \mu_x = 0,0576 & M_{x2} = \mu_x \times Q_u \times lx^2 = 0,0576 \times 11,28 \times 1,65^2 = 1,77 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0,577 & M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,577 \times 1,77 = 1,02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS:

$$\rho = 0,79 \begin{cases} \mu_x = 0,0642 & M_{x2} = \mu_x \times Q_u \times lx^2 = 0,0642 \times 8,25 \times 1,65^2 = 1,44 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0,696 & M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,696 \times 1,44 = 1,002 \text{ KN.m} \end{cases}$$

M_{x1} et M_{y1} dus au systeme de levage .

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{165}{210} = 0,79$$

$$U_x = \frac{135}{165} = 0,81$$

$$U_y = \frac{135}{210} = 0,64$$

3.5.4 Calcule des moments :

- **Moment isostatique :**

Concernent les dalles rectangulaires librement appuyées sur leur contour nous distinguons deux cas :

1^{er} cas : $0 < \alpha < 0,4$

La flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q \frac{L_x^2}{8} \quad M_{oy} = 0$$

2^{eme} cas : $0,4 < \alpha < 1$

Les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée : $M_{ox} = u_x \cdot q \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_{oy} = u_y \cdot M_{ox}$

- **Moment en appuis et en travée :**

Si le panneau considéré est continu au-delà des appuis :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,75 M_{ox}$, $M_{ty} = 0,75 M_{oy}$
- Moment en appuis : $M_{ax} = 0,5 M_{ox}$, $M_{ay} = 0,5 M_{oy}$

Si le panneau considéré est un panneau de rive :

- Moment en travée : $M_{tx} = 0,85 M_{ox}$, $M_{ty} = 0,85 M_{oy}$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = 0,3 M_{ox}$, $M_{ay} = 0,3 M_{oy}$

Tableau 3-6 : calcul des moments

	ELU		ELS	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
U	0,0576	0,577	0,0642	0,696
M(KN.m)	13,3	7,34	9,99	5,682
Mt (KN.m)	11,305	6,239	8,49	4,830
Ma (KN.m)	3,99	2,202	2,997	1,7046

3.5.5 Calcul les armatures :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$d = 22,5 \text{ cm}$$

Pourcentage minimale :

$$A_{x \min} \geq 8 \times h = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} \geq 8 \times h \times \frac{3 - \alpha}{2} = 2,21 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,71 \text{ cm}^2$$

Les résultats :

Tableau 3-7 : ferrailage à l'ELU.

	Sens xx		Sens yy	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
Mu (KN.m)	3,99	11,305	2,202	6,239
As (cm ²)	0,51	1,46	0,28	0,801
A _{s min} (cm ²)	2,71	2,71	2,71	2,71
Choix	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12
A _{s adp} (cm ²)	5,65	5,65	5,65	5,65
St (cm)	20	20	20	20

3.5.6 Vérification :

Vérification au cisaillement :

➤ Espacement des barres :(Art A8.2.42BAEL91R99)

Armatures $A_x // L_x$

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = \min(45, 33) = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition verifie}$$

Armatures $A_y // L_y$

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = \min(60, 45) = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition verifie}$$

➤ Vérification de la contrainte tangentielle : (Art A 5.1 BAEL91R99)

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge, on doit vérifier que :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\mu = v = \frac{q_u}{2x_0 + y_0} = \frac{90}{2 \times 135 \times 135} = 0,222 \text{ KN}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{222}{1000 \times 250} = 0,0009 MPa$$

$$\tau_u = 0,0009 MPa \leq \bar{\tau}_u = 2,5 MPa \dots \text{condition vérifier}$$

➤ **Vérification au poinçonnement : (Art A 5.2.42BAEL91R99)**

$$Q_u = 90 KN \leq 0,045 \times U_c \times H_t \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : la charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (90 KN).

h_t : l'épaisseur totale de la dalle (25 cm).

μ_c : le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen, $\mu_c = 2(u + v) = 5,4m$

$$Q_u = 90 KN \leq 0,045 \times 5400 \times 250 \times \frac{25}{1,5}$$

$$Q_u = 90 KN \leq 1,010 \times 10^3 KN$$

Les conditions sont vérifiées donc aucune armature transversale n'est nécessaire.

➤ **Vérification à L ELS :**

Contrainte de compression dans le béton.

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé

$$\sigma_{bc} = k \cdot y$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \rightarrow I = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2)$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau 3-8 : récapitule des résultats de contrainte de compression dans le béton

		Maser	As	I	Y	K	σ_{BC}	Observation
Appuis	Sens x-x	2,997	5,65	$3,09 \times 10^4$	5,45	9,6	$5,2 \leq 15$	Cv
	Sens y-y	1,70	5,65	$3,09 \times 10^4$	5,45	5,5	$2,9 \leq 15$	Cv
Travée	Sens x-x	8,49	5,65	$3,09 \times 10^4$	5,45	2,7	$1,4 \leq 15$	Cv

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

	Sens y-y	4,830	5,65	$3,09 \times 10^4$	5,45	1,5	$0,81 \leq 15$	Cv
--	----------	-------	------	--------------------	------	-----	----------------	----

➤ Schéma de ferrailage de la dalle machine :

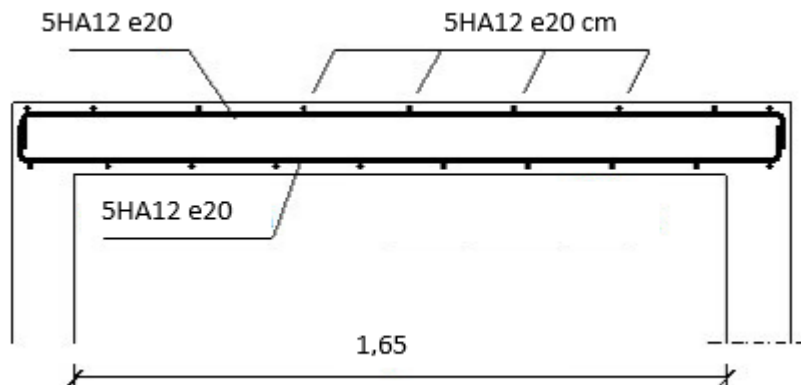


Figure 3-13 : ferrailage de la dalle machine.

3.6 Étude de l'escalier :

L'escalier est une construction architecturale constituée une suite régulière de marches, ou degré, permettant d'accéder à un étage de passer d'un niveau à un autre.

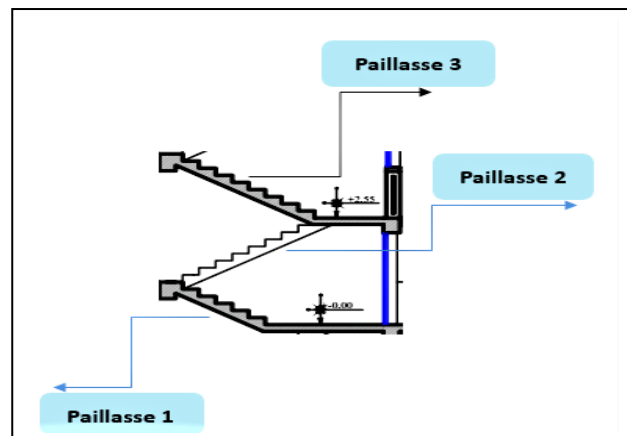


Figure 3-14 : Illustration de trois paillasse.

✓ Combinaisons des charges :

A ELU :

$$p_u^{palier} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 5.15 + 1,5 * 2.5 = 10.70 \text{ KN/ml.}$$

$$p_u^{paillasse} = 1,35G + 1,5Q = 1,35 * 8.89 + 1,5 * 2.5 = 15.75 \text{ KN/ml.}$$

A ELS:

$$p_s^{palier} = G + Q = 7.65 \text{ KN/ml.}$$

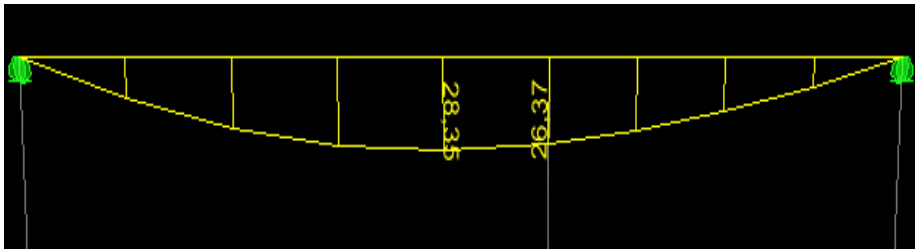
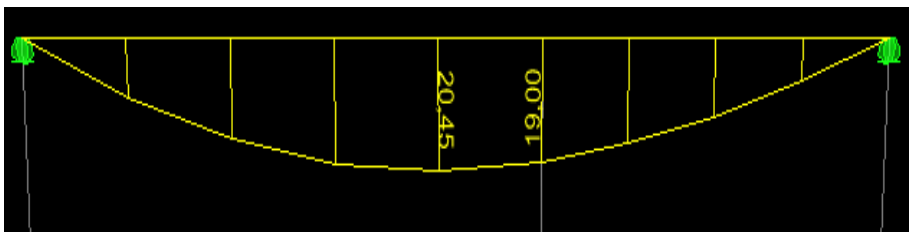
$$p_s^{paillasse} = G + Q = 11.39 \text{ KN/ml.}$$

3.6.1 Paillasse (2 et 3) :

3.6.1.1 Calcul des moments et des efforts tranchants :

La poutre isostatique nous avons utilisés logiciel étapes pour calculer les moments et les efforts tranchants :

Tableau 3-9 : moments et efforts tranchants (paillasse 2,3)

Le cas		Diagramme
Moment fléchissant	ELU	 $M_{max} = 28.35 \text{ kN.m}$
	ELS	 $M_{max} = 20.45 \text{ kN.m}$
Effort tranchant	ELU	 $T_A = 29.89 \text{ kN.} \quad T_B = 25.04 \text{ kN.}$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

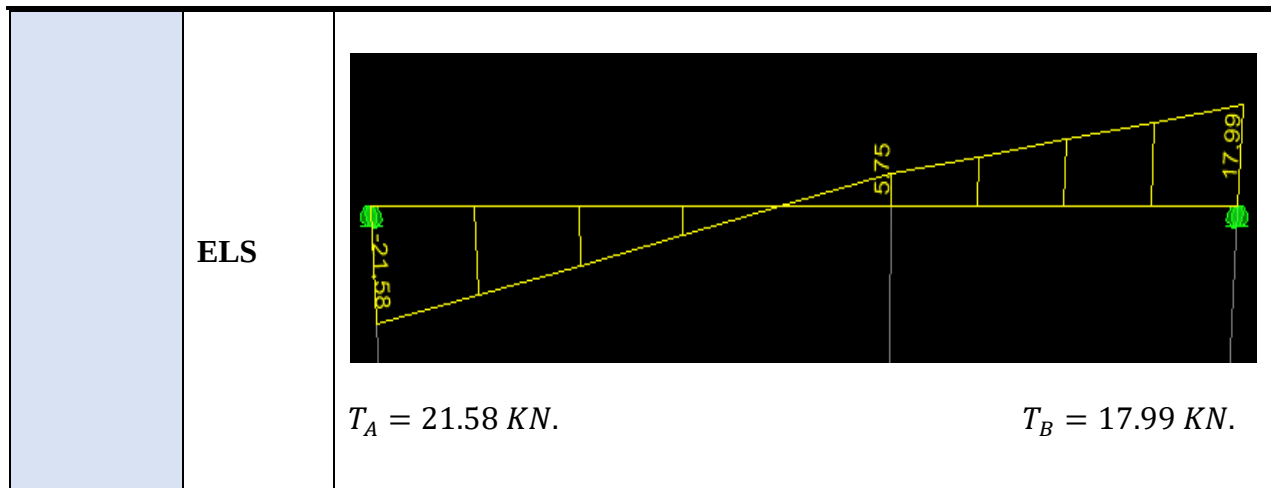


Tableau 3-10 : calcul des moments (paillasse 2 et 3)

Moments	ELU	ELS
$M_t \text{ (KN.m)}$	$0.8M_{etaps} = 0.8 * 28.35$ $= 22.68$	$0.8M_{etaps} = 0.8 * 20.45$ $= 16.36$
$M_a \text{ (KN.m)}$	$0.4M_{etaps} = 0.4 * 28.35$ $= 11.34$	$0.4M_{etaps} = 0.4 * 20.45$ $= 8.18$

3.6.1.2 Ferrailage à ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

✓ **En travée :**

$$M^t = 22.68 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 11.34 \text{ KN.m}$$

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

$$d = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22680}{1 * 130^2 * 14,2} = 0.095$$

$$10^4 U_{tu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{sr}} = \frac{22.68}{16.36} = 1,39$$

$$U_{tu} = 0.296$$

$$\text{Donc : } U_{bu} = 0.095 < U_{tu} = 0.296 \dots A' = 0.$$

$$Z_b = d(1 - 0.6U_{bu}) = 0.13(1 - 0.6 * 0.095) = 0.1226 \text{ m} = 12.26 \text{ cm.}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$A_s = \frac{M_U}{Z_b f_{ed}} = \frac{0.02268}{0.1226 * 348} = 5,32 \text{ cm}^2.$$

On choisit : 5HA14 = 7.70 cm².

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1,93 \text{ cm}^2.$$

On adopte une section d'armature de 5HA10 = 3.93 cm². avec St = 20cm.

✓ **En appuis :**

$$M^a = 11.34 \text{ KN.m}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11340}{1 * 130^2 * 14.2} = 0.0472$$

$$10^4 U_{tu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{asr}} = 1.39$$

$$U_{tu} = 0.296$$

Donc : $U_{bu} = 0.0472 < U_{tu} = 0.296$ $A' = 0$

$$Z_b = d(1 - 0.6 * U_{bu} = 0.13(1 - 0.6 * 0.0472) = 0.1263 \text{ m} = 12.63 \text{ cm}.$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{0.01134}{0.1263 * 348} = 2.58 \text{ cm}^2.$$

On choisit : 5HA14 = 7.70 cm².

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2.$$

On adopte: 5HA10 = 3.93 cm². St = 20cm.

3.6.1.3 Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité : (art A 4.2.1BAEL91R99).**

$$A \leq \frac{0.23bd f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.13 * \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2.$$

$$A < \begin{cases} A_t \\ A_s \end{cases} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Disposition des armatures : (art A8.2.4.2BAEL91R99).**

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

Nous avons choisi St=20cm < 33cm condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$S_t \leq (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Nous avons choisi 20cm < 45cmcondition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant : (art A5.1BAEL91R99).

$$T_{max} = 29.89 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.02989}{1 * 0.13} = 0.23 \text{ MPa.}$$

Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1333f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \geq \tau_u = 0.23\text{MPa.} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'adhérence aux appuis : (art A6.1.3BAEL91R99).

$$\Psi_s = 1.5 \text{ pour FeE400.}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa.}$$

Il faut vérifier la condition : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 5 * 3.14 * 14 = 219.8\text{mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9d * \sum U_i} = \frac{29890}{0.9 * 130 * 219.8} = 1.16\text{MPa.}$$

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.6.1.4 Vérification à l'ELS :

✓ Contrainte de compression dans le béton :

$$d = 13\text{cm}, b = 1 \text{ m.}$$

Tableau 3-11 : résultats de contrainte de compression dans le béton (paillasse 2 et 3)

Paillasse1et 3	Mser(KN.m)	As(cm ²)	I(cm ⁴)	Y(cm)	K(kg/cm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	8.81	7.70	1.14.10 ⁴	4.45	7.73	4.44 ≤	15 ... cv
Travée	16.36	7.70	1.14.10 ⁴	4.45	14.35	6.38 ≤	15 ... cv

Fissuration peu préjudiciable

On doit vérifier la condition : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = KY$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2] \\ Y = \frac{15(A_s+A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s+d'A'_s)}{7.5(A_s+A'_s)^2}} - 1 \right] \end{cases}$$

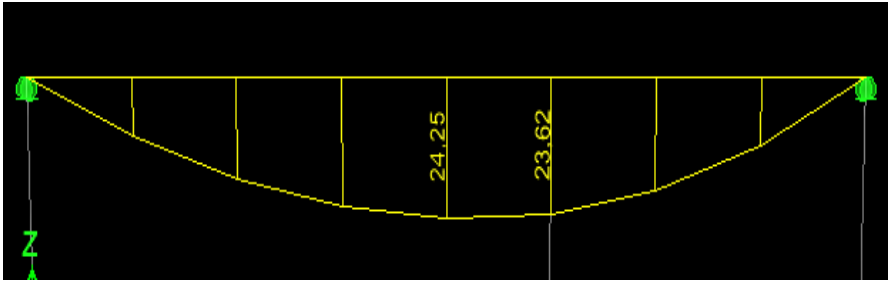
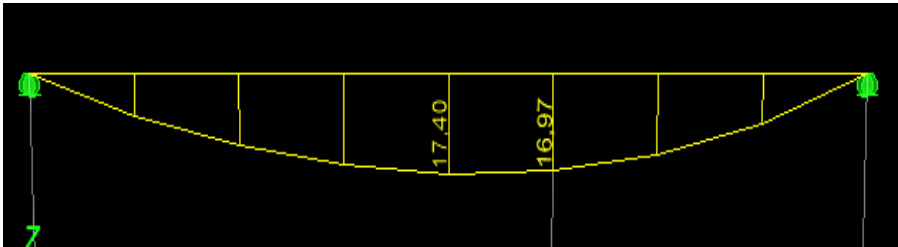
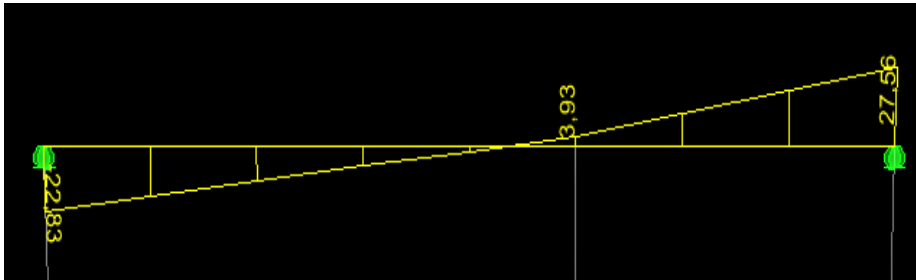
On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\begin{cases} \sigma_{sa} = 15k(d-y) = 99.1\text{MPa} \\ \sigma_{st} = 15k(d-y) = 184 \text{ MPa} \end{cases} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

3.6.2 Paillasse (1) :

Tableau 3-12 : moments et efforts tranchants (paillasse1)

Le cas		Diagramme
Moment (KN.m)	ELU	 Mmax=24.25 KN.m
	ELS	 Mmax=17.40 KN.m
	ELU	 $T_A = 22.83\text{ KN}$ $T_B = 27.56\text{ KN}$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

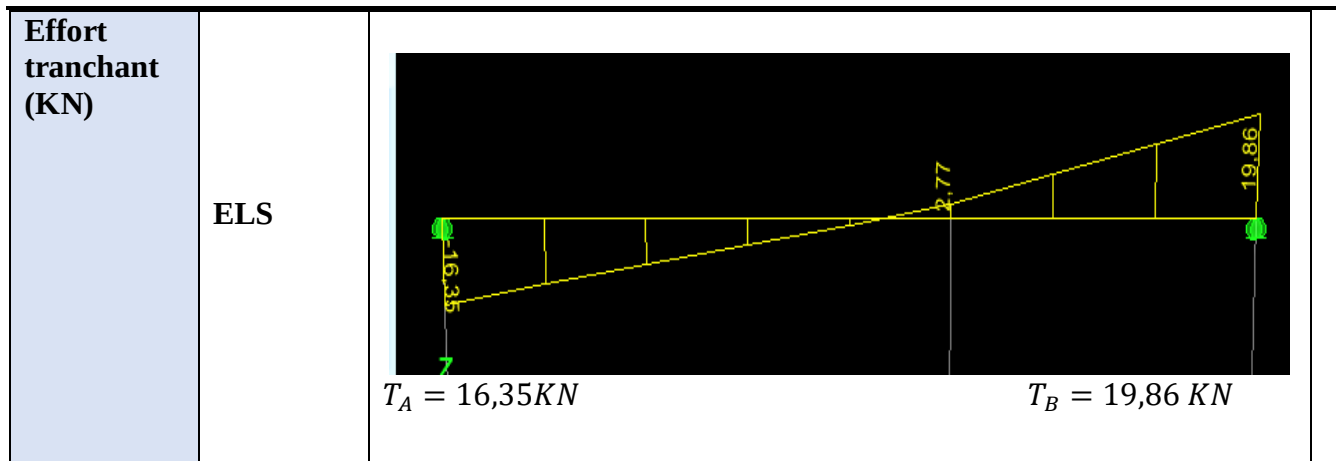


Tableau 3-13 : calcul des moments (paillasse 1)

	ELU	ELS
M_t (KN.m)	$0.8M_{etaps} = 0.8 * 24.25 = 19.40$	$0.8M_{etaps} = 0.8 * 17.40 = 13.92$
M_a (KN.m)	$0.4M_{etaps} = 0.4 * 24.25 = 9.70$	$0.4M_{etaps} = 0.4 * 17.40 = 6,96$

3.6.2.1 Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

✓ En travée :

$$M_t = 19.40 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 9.70 \text{ KN.m.}$$

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

$$D = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{19400}{1 * 130^2 * 14.2} = 0.081$$

$$10^4 U_{tu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{sr}} = \frac{19.40}{13.92} = 1.39$$

$$U_{tu} = 0.296$$

$$\text{Donc : } U_{bu} = 0.081 < U_{tu} = 0.296 \dots\dots A' = 0.$$

$$Z_b = d(1 - 0.6U_{bu}) = 0.13(1 - 0.6 * 0.081) = 0.1237 \text{ m} = 12.37 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b f_{ed}} = \frac{0.0194}{0.1237 * 348} = 4.51 \text{ cm}^2.$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

On choisit : 5HA14 = 7.70cm^2 .

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.93\text{cm}^2.$$

On a adopté une section d'armature de 5HA10 = 3.93cm^2 avec St = 20 cm.

✓ **En appuis :**

$$M_a = 9.70 \text{ KN.m.}$$

$$U_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{9700}{1 \times 130^2 \times 14.2} = 0.0404.$$

$$10^4 U_{tu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050.$$

$$\gamma = \frac{M_{au}}{M_{asr}} = \frac{19.40}{13.92} = 1.39.$$

$$U_{tu} = 0.296.$$

Donc : $U_{bu} = 0.0404 < U_{tu} = 0.296$ $A' = 0$.

$$Z_b = d(1 - 0.6 * U_{bu} = 0.13(1 - 0.6 * 0.0404) = 0.1268\text{m} = 12.68\text{cm}.$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{Z_b f_{ed}} = \frac{0.00970}{0.1268 \times 348} = 2.2\text{cm}^2.$$

On choisit : 5HA14 = 7.70cm^2 .

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925\text{cm}^2.$$

On choisit : 5HA10 = 3.93cm^2 avec St = 20 cm.

3.6.2.2 Vérification à l'ELU :

✓ **Condition de non fragilité (art A 4.2.1BAEL91R99) .**

$$A \leq \frac{0.23 b d f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 * 1 * 0.13 * 2.1}{400} = 1.57\text{cm}^2.$$

$$A < \begin{cases} A_t \\ A_s \end{cases} \text{condition vérifiée.}$$

✓ **Disposition des armatures (art A 8.2.4.2BAEL 91R99).**

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq (3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

Nous avons choisi $S_t \leq 33\text{cm}$ Condition vérifiée.

Armatures de répartition :

$$S_t \leq (4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}.$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

Nous avons choisi $S_t = 20\text{cm} < 45\text{cm}$condition vérifiée.

✓ Vérification de l'effort tranchant (art A 5.1BAEL91R99).

$$T_{max} = 27.56\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.02756}{1 * 0.13} = 0.212\text{ MPa}.$$

Fissuration peu préjudiciable.

$$\bar{\tau}_u = \min(0.1333f_{c28}, 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \geq \tau_u = 0.212\text{MPa}. \dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

3.6.2.3 Vérification à l'ELS :

✓ Contrainte de compression dans le béton :

$$d = 13\text{cm}, b = 1\text{m}.$$

Tableau 3-14 : résultats de contrainte dans le béton (paillasse1)

Paillasse 2	Mser(KN.m)	As(cm ²)	I(cm ⁴)	Y(cm)	K(kg/cm ³)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Appuis	6.96	7.70	1.14.10 ⁴	4.45	6.11	2.72 ≤ 15 ...cv	
travée	13.92	7.70	1.14.10 ⁴	4.45	12.21	5.43 ≤ 15 ...cv	

Fissuration peu préjudiciable.

On doit vérifier la condition : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = KY$.

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d)^2] \\ y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] \end{cases}$$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\begin{cases} \sigma_{sa} = 15k(d-y) = 78.36\text{MPa} \\ \sigma_{st} = 15k(d-y) = 156.59\text{MPa} \end{cases} < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{ MPa}$$

✓ Schéma de ferrailage :

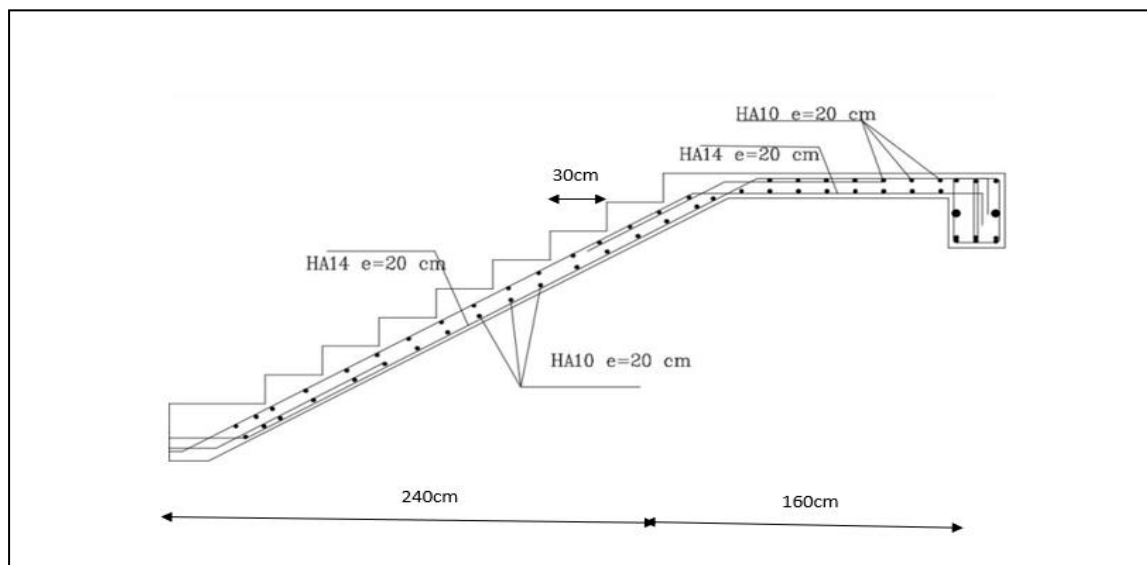


Figure 3-15 : Schéma ferrailage de l'escalier (paillasse2 et 3)

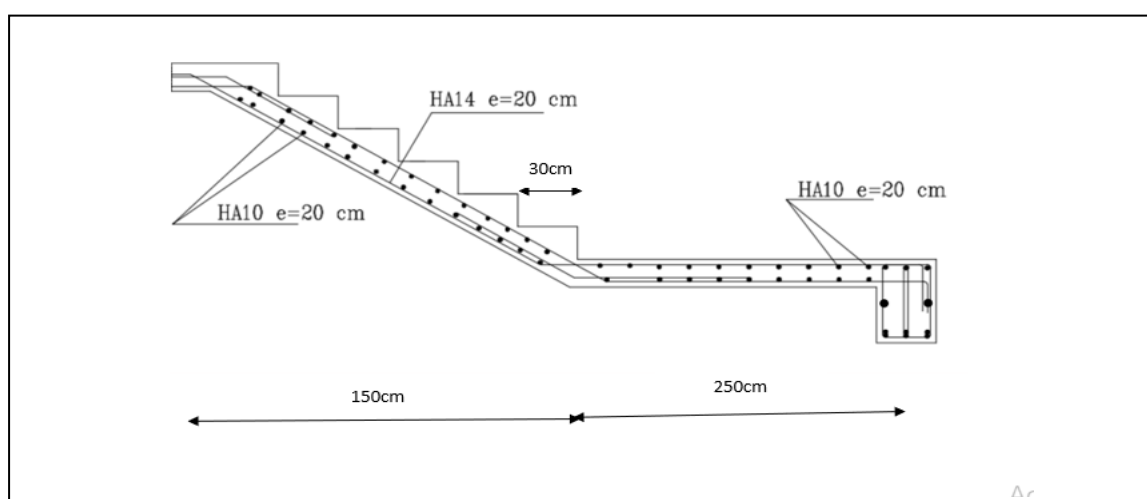


Figure 3-16 : Schéma ferrailage de l'escalier (paillasse1)

3.6.3 Étude de poutre palière :

3.6.3.1 Pré- dimensionnement :

Tableau 3-15 : prédimensionnement de la poutre palière

/	BAEL91R99	RPA99VERSION2003	
Hauteur (h)	$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ Avec $L_{max} = 500 \text{ cm.}$ $\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$ $33.33 \leq h \leq 50$	$b \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots cv$ $h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots cv$ $h/b \leq 4$ $50 / 35 = 1.428 < 4 \dots\dots cv$	$h = 40 \text{ cm}$
Largeur (b)	$0.3h \leq b \leq 0.7h$ $15 \leq b \leq 35$		$b = 30 \text{ cm}$

3.6.3.2 Ferrailage de poutre palière :

La poutre de palière est placée à l'extrémité de palier, son rôle à prendre les charges suivantes :

Tableau 3-16 : calcul des charges supportées par la poutre palière.

Elément	Charges (KN/ml)
Poids propre de la poutre palier	$G = b \cdot h \cdot \rho = 0.3 \cdot 0.4 \cdot 25 = 3$
Paillasse	$G = 8.89.$
Poids de mur	$G = 5 \cdot 1 = 5$
Palier	$G = 5.15$

$$G_T = 22.04 \text{ KN/ml}$$

$$Q_T = 5 \text{ KN/ml.}$$

✓ Combinaison des charges :

Elu : $Q_u = 1.35G_T + 1.5Q_T = 1.35 \cdot 22.04 + 1.5 \cdot 5 = 37.25 \text{ KN/ml.}$

Els : $Q_s = G_T + Q_T = 22.04 + 5 = 27.04 \text{ KN/ml.}$

✓ Calcul à l'ELU :

- Calcul des moments :

Moment statique maximal :

$$M_{0u} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{37.25 \cdot 2.76^2}{8} = 35.47 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0s} = \frac{Q_s l^2}{8} = \frac{27.04 \cdot 2.76^2}{8} = 25.75 \text{ KN/ml}$$

En travée :

$$M_{tu} = 0.8 \cdot M_{0u} = 0.8 \cdot 35.47 = 28.37 \text{ KN/ml}$$

En appui :

$$M_{au} = 0.4M_{0u} = 0.4 \cdot 36.36 = 14.18 \text{ KN/ml}$$

- Ferrailage au niveau de la travée :

$$U_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{28.37 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.36^2 \cdot 14.2} = 0.0154.$$

$$10^4 U_{tu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050.$$

$$\gamma = \frac{M_{0u}}{M_{0s}} = \frac{35.47}{25.75} = 1.37.$$

$$U_{tu} = 0.288.$$

$$U_{tu} > U_{bu} \quad \dots \text{condition vérifiée} \dots A' = 0.$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaires

$$Z_b = d(1 - 0.6U_{bu}) = 0.36(1 - 0.6 * 0.0154) = 0.3566 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z_b * f_{ed}} = \frac{0.02837}{0.3566 * 348} = 2.28 \text{ cm}^2.$$

On adopte : 3HA12 = 3.39 cm². St=20 cm.

- Ferrailage au niveau d'appui :

$$U_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.01418}{1 * 0.36^2 * 14.2} = 0.0044.$$

$U_{bu} = 0.0044 \leq U_{tu} = 0.288$A'=0 condition vérifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6 * U_{bu}) = 0.48(1 - 0.6 * 0.0044) = 0.771 \text{ m.}$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{Z_b f_{ed}} = \frac{0.01418}{0.771 * 348} = 0.53 \text{ cm}^2.$$

On adopte: 3HA12 = 3.39 cm². St=20cm.

✓ Vérification à l'ELU :

✓ Condition de non fragilité :(art A 4.2.1BAEL91R99) .

$$A_{min} = 0.23bd \left(\frac{f_{t28}}{f_e} \right) = 2.02 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} \leq \begin{cases} A_t \\ A_a \end{cases} \text{condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de la disposition des armatures :(art A 8.2.4.2BAEL91R99).

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t \leq (4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm.} \text{condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :(art A 5.1BAEL91R99) .

$$T_u = \frac{q_u l}{2} = \frac{35.47 * 2.76}{2} = 48.95 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{0.04895}{1 * 0.36} = 0.13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa.} \text{ condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de la contrainte d'adhérence :(art A 6.1.3BAEL91).

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 * d * \sum U_i} = \frac{48950}{0.9 * 360 * 113.04} = 1.33 \text{ MPa.}$$

$$\sum U_i = n\pi\phi = 3 * 3.14 * 12 = 113.04 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = 1.33 MPa \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 MPa. \quad \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Schéma de Ferrailage de la poutre palière :

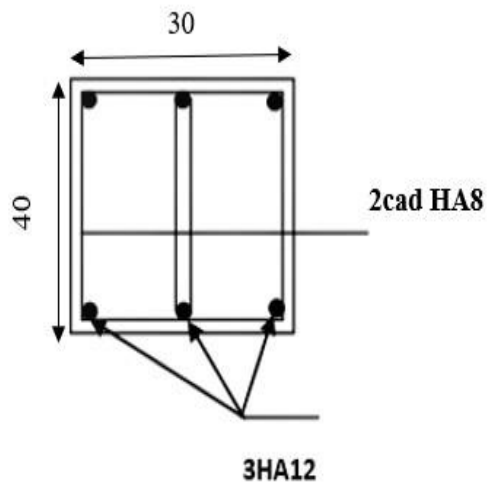


Figure 3-17 : Schéma de Ferrailage de la poutre palière :

3.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, nous adoptons le renforcement des différents éléments secondaires de la structure selon les différents calculs et vérification que nous avons effectués.

Chapitre 4:

Etude sismique et dynamique.

4 Introduction :

Les tremblements de terre peuvent provoquer des dommages matériels et corporels importants.

Compte tenu de ce risque et de cette imprévisibilité, la seule mesure préventive est peut-être la construction sismique.

La meilleure façon d'aborder la conception sismique est d'élaborer critères de conception économiquement justifier et techniquement cohérents.

Par conséquent, les études dynamiques sont essentielles pour minimiser les dommages aux éléments structurels et prévenir l'effondrement de la structure.

4.1 Étude dynamique

4.1.1 Objectif de l'étude dynamique :

Le premier objectif d'une étude dynamique d'une structure est de déterminer ses propres propriétés dynamiques.

Cela permet de connaître le comportement de la structure par rapport à l'excitation sismique afin de calculer les forces et déplacements maximaux lors d'un séisme.

L'étude dynamique de structures réellement visibles est souvent très complexe et nécessite des calculs très fastidieux.

Pour cette raison, nous utilisons souvent la modélisation, qui permet de simplifier suffisamment le problème pour l'analyser.

4.1.2 La modélisation de la structure étudiée :

Étant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (moments, efforts normaux) dans les éléments structuraux, les calculs sont faits en utilisant le logiciel ETABS.

La modélisation est la recherche de mécanismes simplifiés et aussi proches que possible du comportement réel de la structure, prenant en compte le plus précisément possible les masses et les raideurs de tous les éléments de la structure.

Il y a 11 niveaux intégrés dans la base du modèle (entre-sol c'est le niveau commercial et 10 niveau résidentiels).

Le modèle comprend des colonnes, des poutres, des voiles, étages et d'autres éléments introduits comme des charges.

4.1.3 Description du logiciel ETABS :

Nom du logiciel: Extended 3D Analyses of Building Systems.

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments, le vous permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment.

Fournit de nombreuses options d'analyse statique et dynamique.

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

Ce logiciel permet non seulement la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, mais également le calcul et le dimensionnement des éléments de structure conformément applicables dans le monde entier.

Outre sa spécificité pour les calculs de bâtiments, ETABS offre certains avantages par rapport aux codes de calcul plus largement utilisés.

En effet, ces différentes fonctions permettent une réduction automatique et rapide des charges, un calcul automatique du centre de gravité de masse et de raideur, et une prise en compte implicite d'éventuelles excentricités accidentelles, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine de la construction (planchers, plafonds, linteaux, etc.) ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

4.1.4 Les étapes de modélisation :

- Sélection de l'unité KN/m.
- Définir les matériaux et les sections transversales des éléments structurels.
- Modéliser divers éléments de construction. (Dalles, murs, poutres, colonnes).
- Ajouter des charges à la structure.
- Définir le spectre de réponse approprié (spectre RPA).
- Définir les cas de charge et les combinaisons de charges.
- Commencez à exécuter le problème et analysez les résultats.

4.1.5 Présentation de la vue en 3D :

La modélisation de notre structure à partir de logiciel ETABS, la vue en 3D suivante :

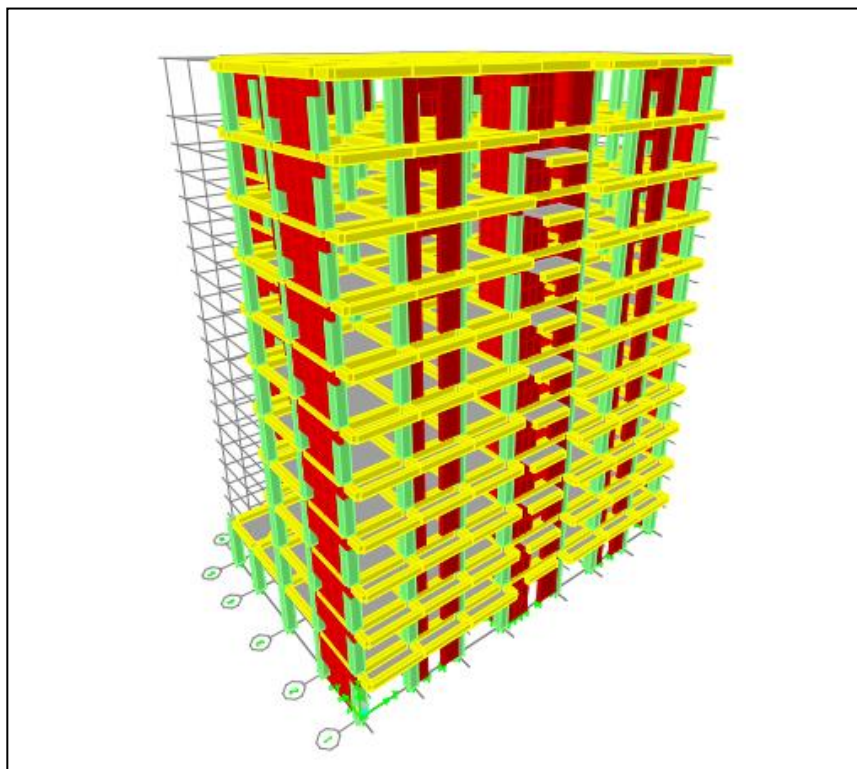


Figure 4-1 : Vue en 3D da la structure.

4.1.6 Présentation de la vue en plan :

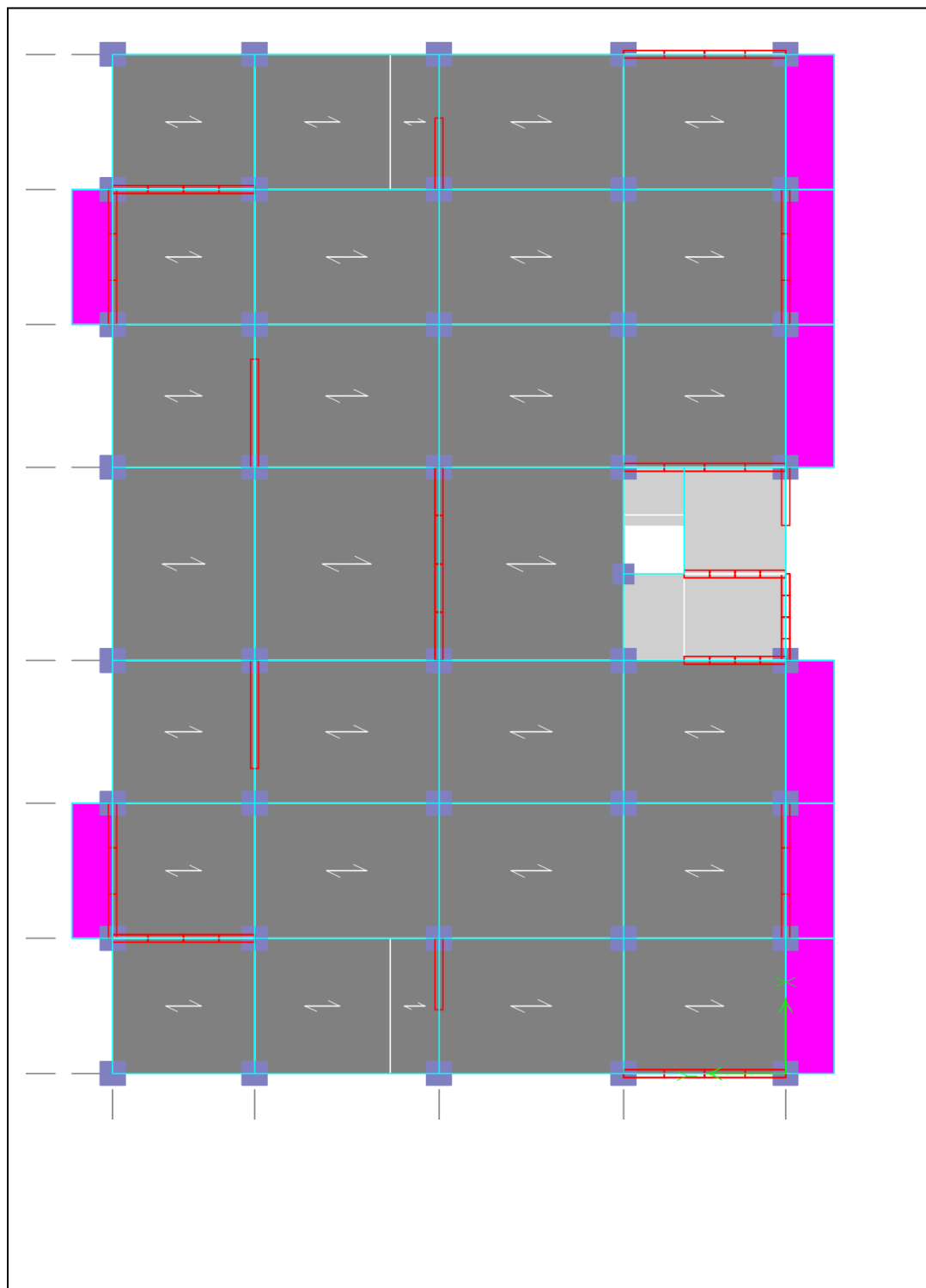


Figure 4-2 : Vue en plan de l'entre sol de la structure

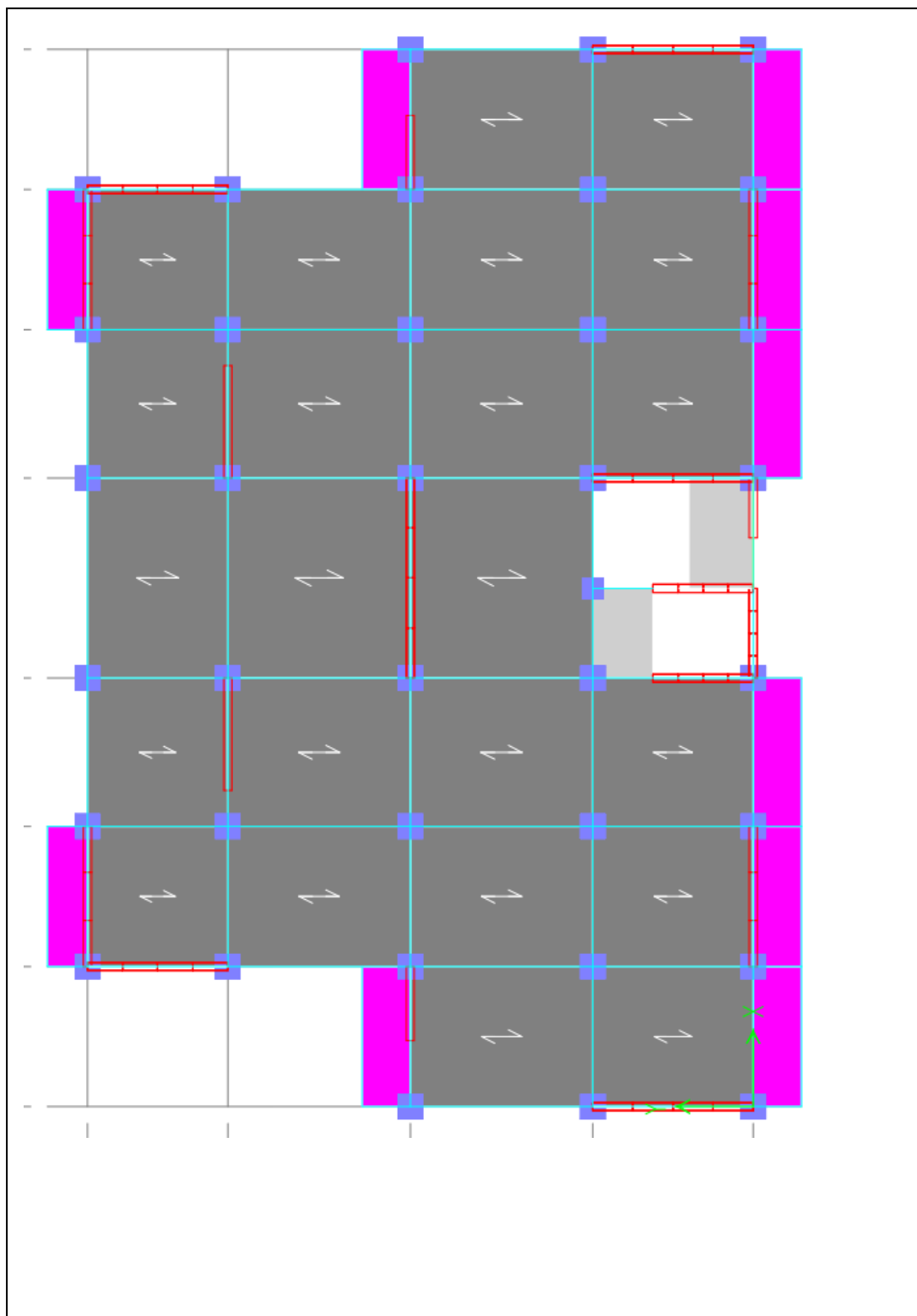


Figure 4-3 : Vue en plan de RDC et des 9 étages de la structure.

4.1.7 Choix de la disposition des voiles :

Le plan architectural a été pris en compte en prévoyant un nombre minimum de voiles dans chaque direction pour sélectionner l'emplacement initial des voiles dans le bâtiment.

L'image suivante montre l'emplacement du voile sélectionné.

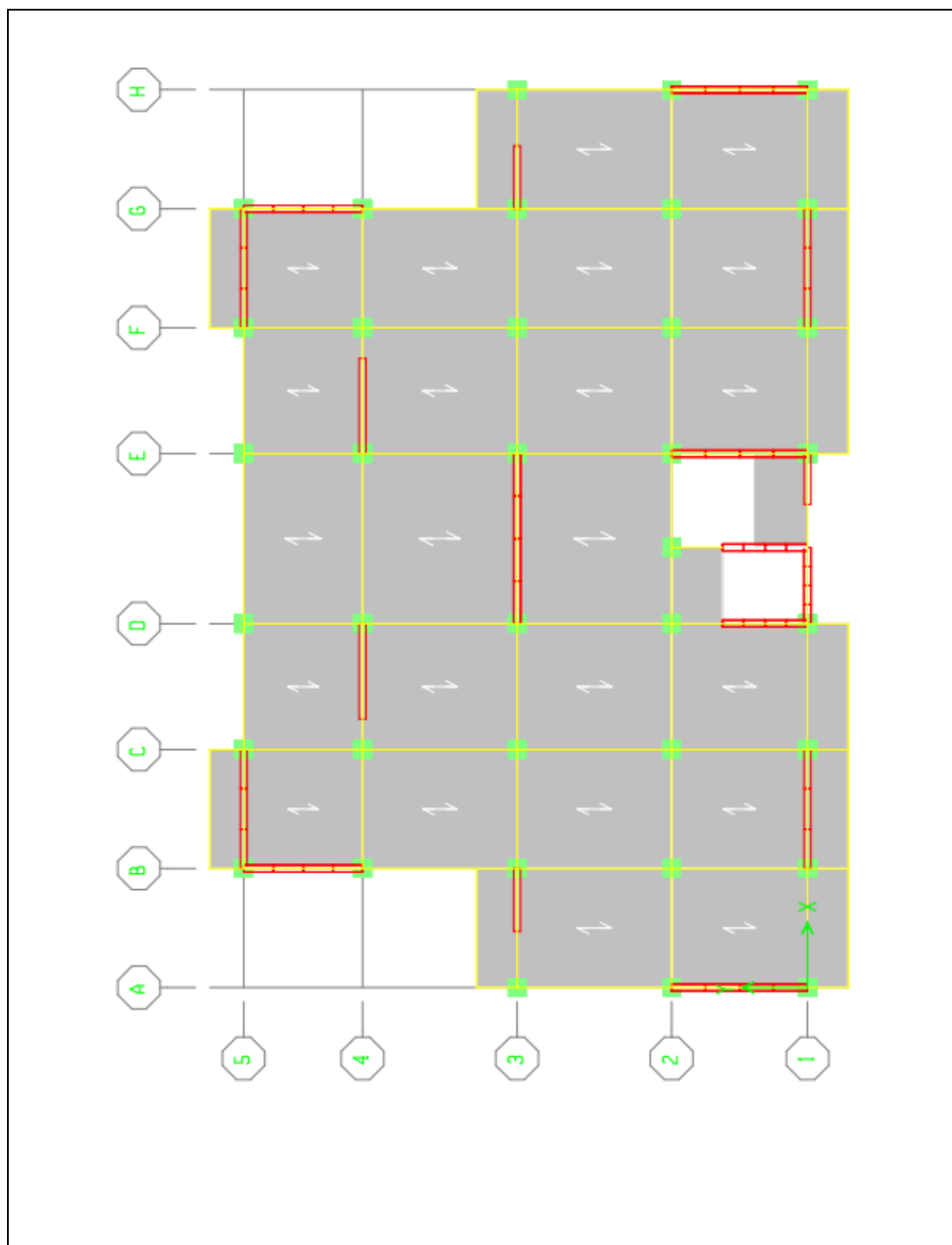


Figure 4-4 : disposition des voiles x-x, y-y.

4.1.8 Caractéristique géométriques et massique de la structure :

- Centre de masse :

La détermination de centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure

Les cordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de le element (i). Y_{GI}, X_{GI} : cordonnees d un element (i).

- Centre de rigidité (torsion) :

Le centre de torsion est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux, en générale deux cas se présentent :

- Si le centre de gravité (masse) et le centre de torsion sont identiques, les forces horizontales (séismes, vent, etc.) provoqueront uniquement une translation dans la structure.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subi une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où l'on procède à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $(\pm 0,05 L)$ doit être appliquée au niveau du plancher considéré, suivant chaque direction. (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.)

• Caractéristiques massiques :

Tableau 4-1 : masse, centre de masse et centre de rigidité de chaque étage.

Plancher	La masse (kg)		Centre de masse (m)		Centre de rigidité (m)		L'excentricité (m)	
	MasseX	MasseY	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	ey
ENTRE SOL	615.119	615.119	13,196	7,649	13,617	8,314	-0,421	-0,665
RDC	541.4421	541.4421	13,209	7,229	13,804	8,278	-0,595	-1.049
ET1	533.3682	533.3682	13,209	7,221	13,907	8,15	-0,698	-0,929
ET2	526.3631	526.3631	13,209	7,214	13,966	7,954	-0,757	-0,74
ET3	518.9914	518.9914	13,209	7,207	14	7,725	-0,791	-0,518
ET4	512.6884	512.6884	13,210	7,2	14,018	7,488	-0,808	-0,288
ET5	506.0187	506.0187	13,210	7,193	14,027	7,256	-0,817	-0,063
ET6	500.4177	500.4177	13,210	7,186	14,031	7,041	-0,821	0.145
ET8	494.4501	494.4501	13,210	7,179	14,032	6,850	-0,822	0,329
ET9	485.7255	485.7255	13,198	7,211	14,032	6,693	-0,834	0,518
TERRASSE	496.9813	496.9813	13,150	6,951	14,032	6,591	-0,882	0,360

- L'excentricité accidentelle : RPA99 version 2003 (ART4.2.7)

$$e_{acc} = \max\{5\% LX, 5\% LY\}$$

$$\text{Donc : } e_x = 0,05 \times 26,4 = 1,32m, \quad e_y = 0,05 \times 16,6 = 0,83 \text{ m}$$

4.2 Étude sismique de bâtiment :

4.2.1 Choix de la méthode de calcul :

Peut être mené suivant trois méthodes :

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

4.2.2 La méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

D : facteur d'amplification dynamique moyen

Q : facteur de qualité

R : coefficient de comportement

W : poids total du bâtiment $w = W_{GI} + \beta W_Q$

β : Coefficient de pondération fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

on a : $\beta = 0.2$.

La méthode statique équivalente peut être appliquée dans les conditions suivantes :

1-le bâtiment ou l'îlot étudié remplit les conditions de régularité de plan et de hauteur, et dans les zones I et II la hauteur ne dépasse pas 65m et dans la zone III -30m.

2-le bâtiment ou l'îlot considère présente, outre les conditions de hauteur ci-dessus, une configuration irrégulière par rapport aux condition supplémentaires suivantes :

Zone 1 : tous les groupes.

Zone 2 : le groupe d'usage 3, le groupe d'usage 2 si la hauteur est inférieure ou égale à 7niveaux ou 23m. le groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m. groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone 3 : groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5niveaux ou 17m. groupe d usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m. groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8m.

4.2.3 La méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode consiste à déterminer les valeurs maximales des modes propres des vibrations de la structure et de l'influence générée par l'activité sismique, ces dernières étant représentées dans le spectre calcule.

La forme modale dépend de la masse et de la rigidité structurelle.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \rightarrow 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left[\frac{Q}{R} \right] & \rightarrow T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left[\frac{Q}{R} \right] \times \left[\frac{T_2}{T} \right]^{\frac{2}{3}} & \rightarrow T_2 \leq T \leq 3S \\ 2,5\eta(1,25A) \times \left[\frac{T_2}{3} \right]^{\frac{2}{3}} \times \left[\frac{3}{T} \right]^{\frac{5}{3}} & \rightarrow T > 3S \end{cases}$$

g : accélération de la pesanteur.

A : coefficient d'accélération de zone.

On a Zone 3, groupe d'usage 2 donc A = 0,25 (**RPA99V2003TABLEAU4.1**)

η : facteur de correction d'amortissement:

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = 0.764 \geq 0.7$$

ξ : (**RPA99V2003tableau4.2**) $\xi = 10\%$

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site .

(**RPA99V2003 Tableau4.7**) On a : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$, $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

R : coefficient de comportement de la structure

On suppose R= 5 on prend la vraie valeur après calcul.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \rightarrow 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \rightarrow T_1 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & \rightarrow T \geq 3s \end{cases}$$

Q : facteur de qualité.

$Q = 1 + \sum p_q$ (**Art 4.4 RPA2003**).

p_q Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

Les critères de qualité q à vérifier sont :

Tableau 4-2 : facteur de qualité.

Critère q	p_{qx}	p_{qy}
1.conditions minimales sur les files contreventement.	0	0,05
2.redondance en plan.	0	0
3.regularite en plan	0,05	0,05
4.regularite en élévation.	0,05	0,05
5.controle de la qualité des matériaux.	0,05	0,05
6.controle de la qualité de l'exécution.	0,1	0,1
$q_x = 1 + 0,25 = 1,25$ $q_y = 1 + 0,30 = 1,30$		

➤ Justification du système de contreventement :

Pour justifier un contreventement mixite, les voiles doivent rependre au plus de 20% des contraintes dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que la sollicitation résultante de leur interaction a tous les niveaux.

Les portiques doivent absorber les forces de cisaillement dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

- Charge horizontale :

Tableau 4-3 : pourcentage de la sollicitation due aux charges horizontales.

Cas	Charges totale (KN)	Charge repris (KN)		Pourcentage%	
		voile	portique	voile	portique
Vx	5581.54	5301.70	279.84	100	5.014
Vy	1135.11	1135.11	0	100	0

- Charge verticale :

Tableau 4-4 : pourcentage de la sollicitation due aux charges verticales.

Cas	Charges totale (KN)	Charge repris (KN)		Pourcentage%	
		Voile	portique	voile	portique
Vz	67388.50	49369.78	18018.72	73.26	26.74

Observation :

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

Les résultats montrent que les voiles absorbent la force verticale de plus de 20% (selon RPA99V2003)

Cela signifie que la fixation de la structure n'est garantie que par des voiles ou voiles et portiques.

Dans ce dernier cas, les voiles absorbent plus de 20 charges verticales.

En supposant que les charges horizontales soient absorbées uniquement par les voiles.

Le coefficient de comportement est égal à : **R=3,5**.

L'amortissement réduit $\zeta = 10\%$

➤ Spectre de réponse :

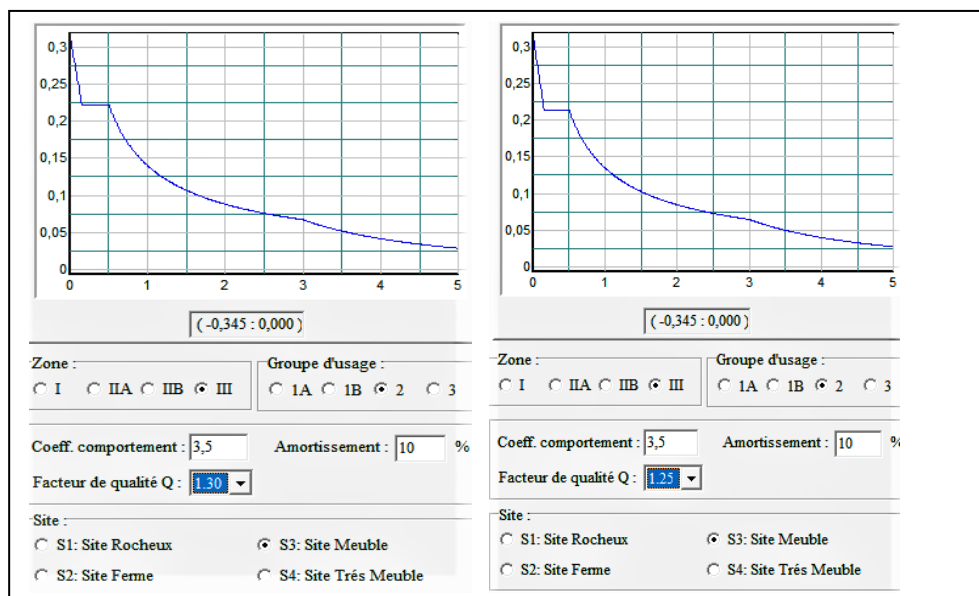


Figure 4-5 : présentation du spectre de réponse selon x et y.

➤ Nombre de modes à considérer : RPA99 version 2003 (art 4.3.4)

Pour une structure représentée par un modèle planaire dans deux directions orthogonales, le nombre de modes vibrationnels retenus dans chacune des deux directions d'excitation doit être :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Alternativement, tous les modes avec des masses modales effectives supérieures à 5% de la masse totale de la structure sont retenus pour déterminer la réponse globale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Si les conditions ci-dessus ne sont pas remplies en raison d'effets significatifs des modes de torsion, le nombre minimum de modes k doit être :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,2\text{sec} \quad (\text{article 4.14 RPA. 2003}).$$

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol

T_k : la période du mode K.

- **Période, mode et facteurs de participation massique (RPA99version 2003 Art 4.3.4)**

Tableau 4-5 : période, mode et facteurs de participation massique.

Mode	Périodes (S)	Facteur de participation massique.					
		UX%	UY%	RZ%	SumUX%	SumUY%	SumRZ%
1	0.944432	0.2609	64.8851	0.2852	0.2609	64.8851	0.2852
2	0.687871	66.605	0.1619	1.2439	66.8659	65.0469	1.5291
3	0.61788	1.6718	0.3443	64.8643	68.5377	65.3912	66.3935
4	0.204499	0.3589	19.8587	0.1563	68.8966	85.25	66.5497
5	0.175524	17.1548	0.5683	0.4625	86.0514	85.8183	67.0123
6	0.145423	0.9365	0.0942	19.4279	86.9879	85.9125	86.4402
7	0.087734	0.515	6.8248	0.1277	87.5029	92.7373	86.5679
8	0.081269	5.713	0.6845	0.2903	93.2158	93.4218	86.8582

- **Présentation des 3 premiers modes de vibration :**

1^{er} mode : translation suivant Y : T= 0.944 s.

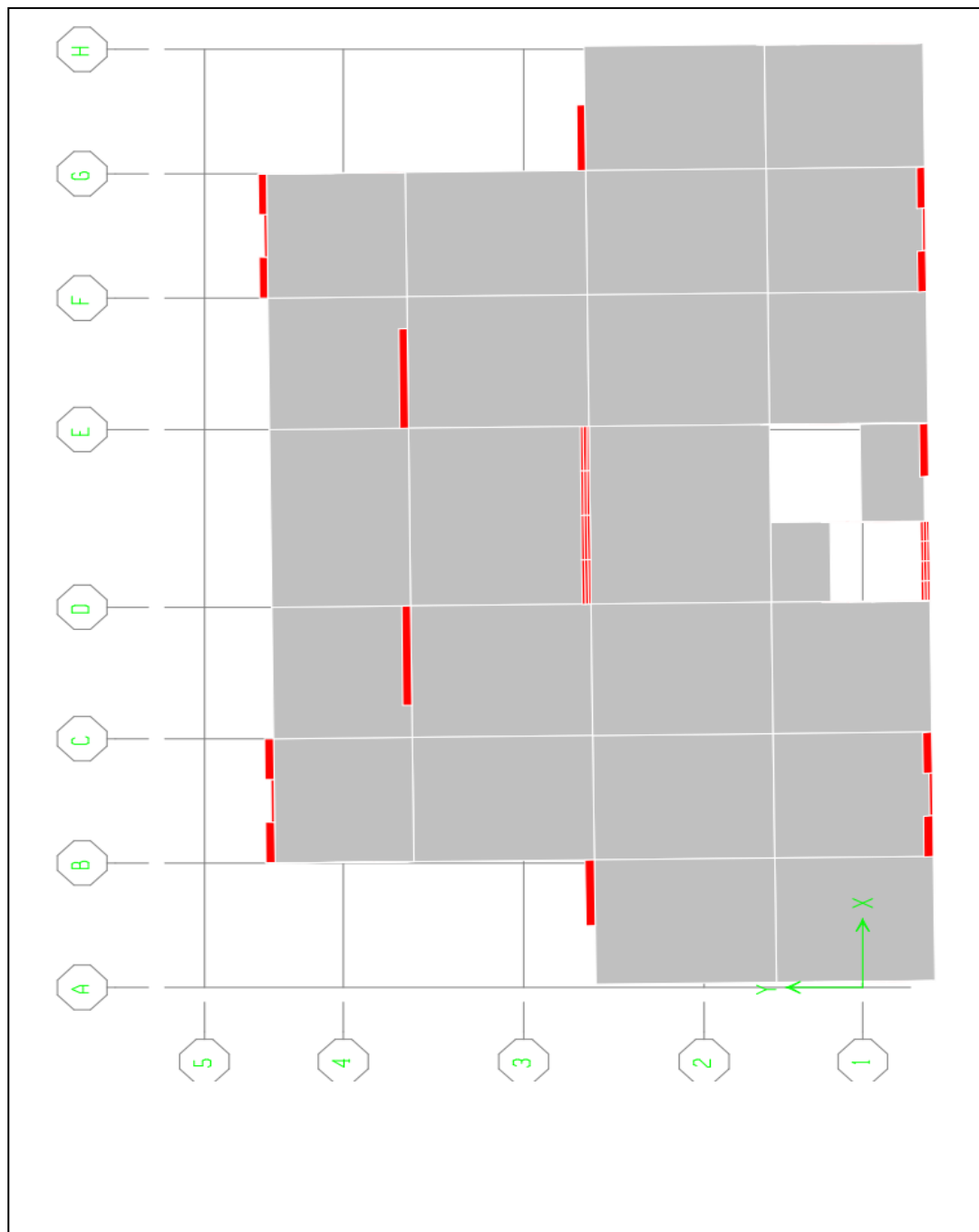


Figure 4-6 :1^{er} mode de vibration .

2^{eme} mode: Translation suivant X : **T= 0.687 s.**

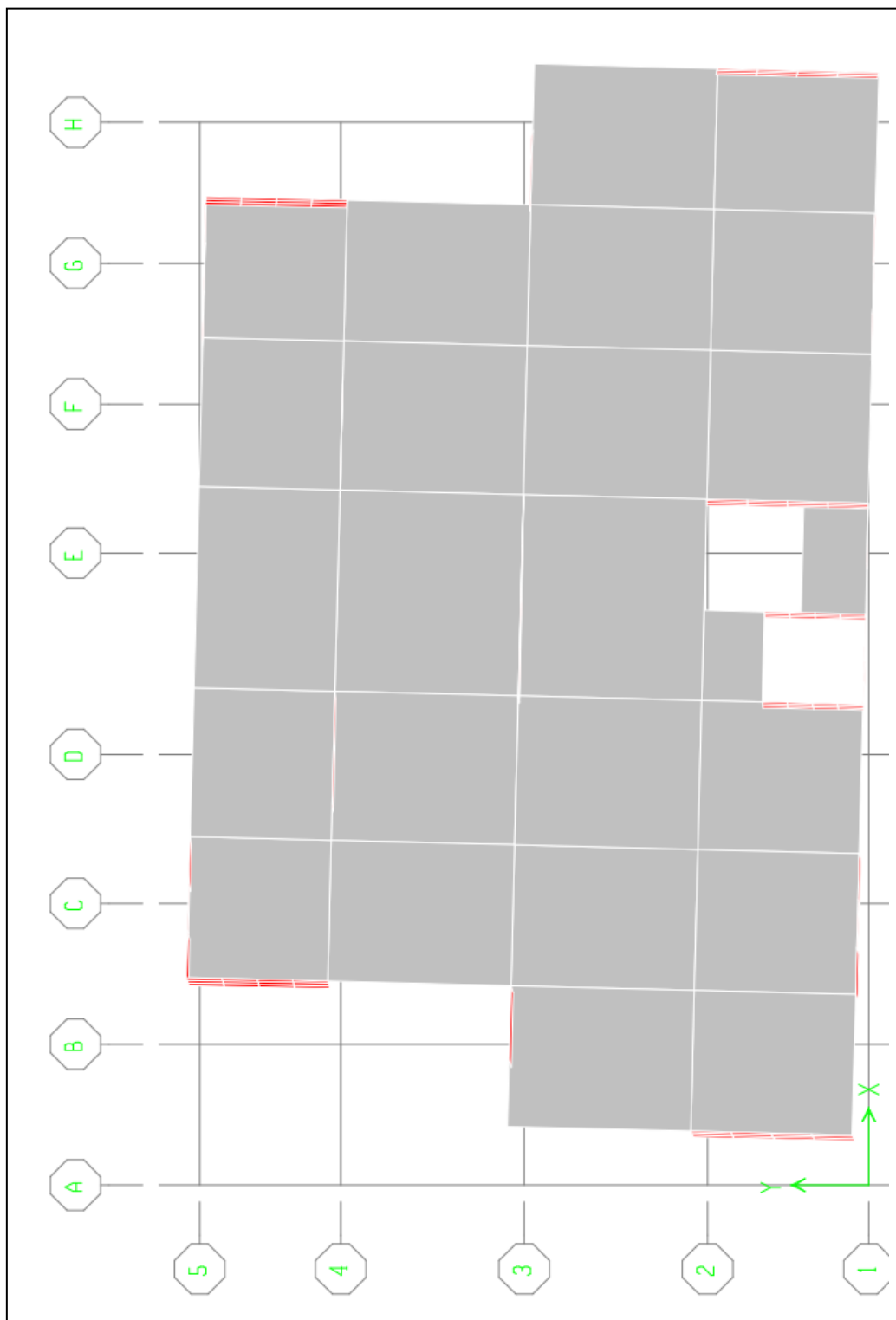


Figure 4-7 :2^{eme} mode de vibration .

3^{eme} mode: rotation suivant Z : $T = 0.617$ s.



Figure 4-8 : 3^{eme} mode de vibration .

4.3 Les vérifications :

4.3.1 Vérification des sollicitations normales :

Le C.B.A à demander cet examen dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous pleine contrainte due aux tremblements de terre (une combinaison de huit tremblements de terre).

La force normale de compression calculée est limitée par les conditions suivantes :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : L'effort normal maximale.

B_c : L'air de la section brute.

f_{cj} : La résistance caractéristique du béton.

Tableau 4-6 : vérification de l'effort normal.

Niveau	Section (cm ²)	Nd (KN)	V	Condition	Observation
Entre sol	60X60	2794.29	0,31	>0.3	Nv
RDC	60X60	2548.08	0,28	<0.3	Cv
ET1	60X60	2251.25	0,25	<0.3	Cv
ET2	60X60	1912.45	0,21	<0.3	Cv
ET3	55X55	1613.08	0,21	<0.3	Cv
ET4	55X55	1328.23	0,17	<0.3	Cv
ET5	55X55	1077.73	0,14	<0.3	Cv
ET6	50X50	834.92	0,13	<0.3	Cv
ET7	50X50	608.37	0,097	<0.3	Cv
ET8	50X50	399.69	0,064	<0.3	Cv
ET9	50X50	201.31	0,032	<0.3	Cv

Conclusion :

En raison de considérations de sécurité et d'économie, et afin que la condition soit vérifiée, nous avons choisi de créer une nouvelle ligne de poteaux dans le but de réduire le poids repris par ces derniers, les nouvelles valeurs des efforts sont données dans ce tableau :

Tableau 4-7 : vérification de l'effort normal.

Niveau	Section (cm ²)	Nd (KN)	V	Condition	Observation
Entre sol	60X60	2573.48	0,28	<0.3	Cv
RDC	60X60	2432.04	0.27	<0.3	Cv
ET1	60X60	2183.70	0.24	<0.3	Cv
ET2	55X55	1908.85	0,25	<0.3	Cv
ET3	55X55	1630.36	0,22	<0.3	Cv
ET4	50X50	1347.81	0,22	<0.3	Cv

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

ET5	50X50	1079.43	0,17	<0.3	Cv
ET6	45X45	821.63	0,16	<0.3	Cv
ET7	45X45	587.65	0,11	<0.3	Cv
ET8	40X40	377.40	0, 94	<0.3	Cv
ET9	40X40	190.15	0.048	<0.3	Cv

4.3.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

➤ L'effort tranchant modal a la base de logiciel :

Tableau 4-8 : l'effort tranchant modal à la base Vx,Vy.

Niveau	Cas	Vx (kN)	Cas	Vx Statique	Cas	Vy (KN)	Cas	Vy Statique
ET9	EX	1495.58	EXST	926.45	EY	1414.69	EYST	803.87
ET8	EX	2651.13	EXST	1682.59	EY	2391.44	EYST	1459.95
ET7	EX	3596.80	EXST	2451.66	EY	3119.75	EYST	2127.29
ET6	EX	4399.86	EXST	3224.55	EY	3714.05	EYST	2802.26
ET5	EX	5092.24	EXST	4015.73	EY	4229.28	EYST	3484.42
ET4	EX	5690.37	EXST	4811.78	EY	4694.63	EYST	4175.15
ET3	EX	6201.97	EXST	5617.18	EY	5122.14	EYST	4873.98
ET2	EX	6630.95	EXST	6433.48	EY	5511.47	EYST	5582.28
ET1	EX	6977.38	EXST	7260.15	EY	5852.72	EYST	6299.57
RDC	EX	7238.44	EXST	8098.77	EY	6130.41	EYST	7027.24
Entre sol	EX	7422.94	EXST	9044.65	EY	6347.55	EYST	8404.57

La résultante des forces sismique à la base (Vt) obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V.

Si $V_{dyn} < 0,8 V_{sta}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement) dans le rapport $0,8V/V_t$.

➤ Méthode statique équivalente :

$$V_{mse} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W_t$$

- ✓ A= 0.25 zone 3, groupe d'usage 2.
- ✓ $Q_x = 1.25$, $Q_y = 1.30$
- ✓ R= 3.5
- ✓ $T_1=0.15s$, $T_2=0.50 s$
- ✓ Période fondamentale de bâtiment

Sens x-x :

$$C_t = 0.05(\text{RPA99 version 2003 tableau 4.7}), D = L_x = 26.4 \text{ m}, h_n = 34.28 \text{ m}$$

$$T_x = \min \left(C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}, \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_x}} \right) = \min(0.708, 0.600) = 0.600 \text{ s.}$$

Sens y-y :

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

$$C_t = 0.05(\text{RPA99 version 2003 tableau 4.7}), D = L_y = 16.6 \text{ m}, h_n = 34.28 \text{ m}$$

$$T_y = \min\left(C_t \times h_n^{\frac{3}{4}}, \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D_y}}\right) = \min(0.708, 0.757) = 0.708 \text{ s.}$$

✓ Facteur d'amplification dynamique :

Sens x-x:

$$\eta = 0.764, \quad T_x = 0.600 \text{ s} \rightarrow D_x = 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_x}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.69$$

Sens y-y:

$$\eta = 0.764, \quad T_y = 0.708 \rightarrow D_y = 2.5\eta \times \left(\frac{T_2}{T_y}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.41$$

$$V_{x(mse)} = 9044.65 \text{ KN.}$$

$$V_{y(mse)} = 7847.97 \text{ KN.}$$

$$V_{x mse} = 0.8 \times 9044.65 = 7235.72 \text{ KN} \leq V_{x dyn} = 7422.94 \text{ KN} \dots\dots \text{cv}$$

$$V_{y mse} = 0.8 \times 7847.97 = 6278.37 \text{ KN} \leq V_{y dyn} = 6347.55 \text{ KN} \dots\dots \text{cv}$$

4.3.3 Vérification des déplacement inter étages :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_e k$$

Avec :

$\delta_e k$: *deplacement horizontal du aux forces sismiques.*

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale a :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le déplacement latéral relatif d'un plancher par rapport aux étages adjacents et calcule conformément au paragraphe 4.2.10, ne doit pas dépasser 1,5% de la hauteur du plancher a moins qu'il puisse être démontré qu'un déplacement relatif plus important est possible.

$$\Delta_k = (\delta_k - \delta_{k-1}) < \Delta_{k adm} = 1\%(h_i)$$

Avec :

h_i : hauteur d'étage (i).

Les résultats sont donnés dans les deux tableaux suivants :

Sens x-x :

Tableau 4-9 : vérification des déplacements inter étages sens x-x.

Étage	Charge	UX (cm)	R	δ_K $= R \delta_{ek}$	δ_{k-1}	Δ_k $= \delta_k - \delta_{k-1}$	1% hi	Observation.
-------	--------	------------	---	---------------------------------	----------------	---	----------	--------------

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

ET9	EX	2.94	3.5	10.29	9.275	1.015	3.06	Cv
ET8	EX	2.65	3.5	9.275	8.19	1.085	3.06	Cv
ET7	EX	2.34	3.5	8.19	7.105	1.085	3.06	Cv
ET6	EX	2.03	3.5	7.105	5.95	1.155	3.06	Cv
ET5	EX	1.70	3.5	5.95	4.83	1.12	3.06	Cv
ET4	EX	1.38	3.5	4.83	3.745	1.085	3.06	Cv
ET3	EX	1.07	3.5	3.745	2.695	1.05	3.06	Cv
ET2	EX	0.77	3.5	2.695	1.785	0.91	3.06	Cv
ET1	EX	0.51	3.5	1.785	0.98	0.805	3.06	Cv
RDC	EX	0.28	3.5	0.98	0.35	0.63	3.06	Cv
Entre sol	EX	0.10	3.5	0.35	0	0.35	3.68	Cv

Sens y-y :

Tableau 4-10 : vérification des déplacements inter étages sens y-y.

Étage	Charge	Uy (cm)	R	$\delta_K = R\delta_{ek}$	δ_{k-1}	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$	1% hi	Observation.
ET9	EY	4.73	3.5	16.555	14.63	1.925	3.06	Cv
ET8	EY	4.18	3.5	14.63	12.67	1.96	3.06	Cv
ET7	EY	3.62	3.5	12.67	10.745	1.925	3.06	Cv
ET6	EY	3.07	3.5	10.745	8.855	1.89	3.06	Cv
ET5	EY	2.53	3.5	8.855	7	1.855	3.06	Cv
ET4	EY	2	3.5	7	5.285	1.715	3.06	Cv
ET3	EY	1.51	3.5	5.285	3.71	1.575	3.06	Cv
ET2	EY	1.06	3.5	3.71	2.345	1.365	3.06	Cv
ET1	EY	0.67	3.5	2.345	1.225	1.12	3.06	Cv
RDC	EY	0.35	3.5	1.225	0.455	0.77	3.06	Cv
ENTRE SOL	EY	0.13	3.5	0.455	0	0.455	3.68	Cv

➤ Justification vis-à-vis de l'effet $p - \Delta$: RPA (art5-9)

Les effets du 2^{eme} ou (effet $p - \Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivants est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_k = \frac{p_k \times \Delta_k}{v_k \times h_k} \leq 0,1$$

Avec :

p_k : Le poids total de la structure et de charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k)

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

Chapitre IV: étude sismique et dynamique.

h_k :Hauteur de l'étage (k).

- ✓ Si $\theta_k < 0,1$ → les effets de 2^{eme} ordre sont négligés.
- ✓ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$ → il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $1/(1 - \theta_k)$.
- ✓ Si $\theta_k > 0,2$ → la structure potentiellement instable.

Sens x-x :

Tableau 4-11 : vérification de l'effet p-Δ sens x-x

story	Pk (KN)	$\Delta_k(m)$	$V_x(KN)$	$H_K(m)$	θ_k	Condition	Observation
ET9	4973.57	0.01015	1495,58	3.06	0,0110	$\leq 0,1$	Cv
ET8	5011.14	0.01085	2651,13	3.06	0,0067	$\leq 0,1$	Cv
ET7	5096.78	0.01085	3596,80	3.06	0,0050	$\leq 0,1$	Cv
ET6	5155.35	0.01155	4399,86	3.06	0,0044	$\leq 0,1$	Cv
ET5	5210.28	0.0112	5092,24	3.06	0,0037	$\leq 0,1$	Cv
ET4	5275.72	0.01085	5690,37	3.06	0,0033	$\leq 0,1$	Cv
ET3	5337.52	0.0105	6201,97	3.06	0,00295	$\leq 0,1$	Cv
ET2	5409.82	0.0091	6630,95	3.06	0,00243	$\leq 0,1$	Cv
ET1	5478.59	0.00805	6977,38	3.06	0,00206	$\leq 0,1$	Cv
RDC	5557.75	0.0063	7238,44	3.06	0,00158	$\leq 0,1$	Cv
Entre sol	6268.49	0.0035	7422,94	3,68	0,00083	$\leq 0,1$	Cv

Sens y-y :

Tableau 4-12 : vérification de l'effet p-Δ sens y-y

Étage	Pk (KN)	$\Delta_k(m)$	$V_y(KN)$	$H_K(m)$	θ_k	Condition	Observation
ET9	4973,57	0,01925	1414,69	3,06	0,0221	$\leq 0,1$	Cv
ET8	5011,14	0,0196	2391,44	3,06	0,0134	$\leq 0,1$	Cv
ET7	5096,78	0,01925	3119,75	3,06	0,0102	$\leq 0,1$	Cv
ET6	5155,35	0,0189	3714,05	3,06	0,0085	$\leq 0,1$	Cv
ET5	5210,28	0,01855	4229,28	3,06	0,0075	$\leq 0,1$	Cv
ET4	5275,72	0,01715	4694,63	3,06	0,0063	$\leq 0,1$	Cv
ET3	5337,52	0,01575	5122,14	3,06	0,0053	$\leq 0,1$	Cv
ET2	5409,82	0,01365	5511,47	3,06	0,0043	$\leq 0,1$	Cv
ET1	5478,59	0,0112	5852,72	3,06	0,0034	$\leq 0,1$	Cv
RDC	5557,75	0,0077	6130,41	3,06	0,0023	$\leq 0,1$	Cv
Entre sol	6268,49	0,00455	6347,55	3,68	0,0012	$\leq 0,1$	Cv

Conclusion :

Toutes les conditions du RPA99/V2003 ont été vérifiées, avec des dimensions de poteaux réduites par souci d'économie.

Chapitre 5 :

Etude des éléments structuraux.

5 Introduction :

Dans ce chapitre, nous utiliserons les résultats obtenus grâce au logiciel pour déterminer les sections de ferrailage nécessaires pour chaque élément de la structure.

Les calculs de la section sont basés sur les règles de calcul pour le béton armé, à savoir CBA93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé), BAEL91 (béton armé aux états limites) et RPA99/V2003(séisme en Algérie).

Le règlement CBA93 vise spécifiquement la conception et le calcul des structures en béton armé et est destiné en priorité aux bâtiments ordinaires.

Ils définissent les principes et les méthodes modernes de conception et de vérification des structures en béton armé.

Dans notre structure globale, nous avons trois types d'éléments structuraux :

1.voiles : les voiles sont soumises aux forces normales, aux forces de cisaillement et aux moments de flexion. Les voiles seront calculées en flexion composée dans un plan.

2. poteaux (appui) : les forces normales, les forces latérales et les moments fléchissant agissent. Les poteaux seront donc calculés en flexion composée dans les deux plans.

3.poutre : les moments de flexion et les forces latérales agissent. Elles seront calculées en flexion simple dans le plan vertical.

- Les combinaisons d'action :

Une combinaison d'action est une grandeur formée des actions considérées simultanément et représente les étapes nécessaires à la détermination de la charge d'un élément résistif.

- Les actions :

Les actions sont des forces et des couples qui agissent directement sur une structure ou qui résultent d'une déformation forcée (retrait, fluage, variations de température)

G : action permanent

Q : action d'exploitation

E : action accidentelle.

- Les sollicitations :

Il s'agit des efforts normaux ou tranchants et des moments de flexion ou de torsion qui sont développés dans la section en combinant des mouvements calculés selon RDM ou en utilisant des méthodes courantes.

En fonction du type de sollicitations, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91 et CBA 93 : situation durable

$$ELU \rightarrow 1,35G + 1,5Q$$

$$ELS \rightarrow G + Q$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

Selon RPA99 : situation accidentelle

$G \pm Q \pm E \rightarrow RPA99 \text{ ver } 2003 (\text{art } 5.2)$

$0,8 \pm GE \rightarrow RPA99 \text{ ver } 2003 (\text{art } 5.2)$

- Les caractéristiques mécaniques :

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans la situation suivante

Tableau 5-1 : coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

Situation	béton			Acier		
	γ_b	F_{c28}	σ_{bc}	γ_s	Fe	σ_s
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21,74	1	400	400

5.1 Ferrailage des voiles :

5.1.1 Introduction :

Les voiles et murs sont des éléments à deux grandes dimensions. Ils sont en général verticaux et chargés dans leur plan.

Le voile est donc soumis à un effort normal N et un effort tranchant Constante sur toute la hauteur ainsi qu'à un moment de flexion maximal dans la section d'encastrement.

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, générant des couples capables d'équilibrer les moments appliqués.

A la base de la voile, des cadres sont placés à des hauteurs critiques autour de ces renforts pour organiser la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures horizontales ont le rôle d'assurer la résistance aux efforts de cisaillement (effort tranchant).

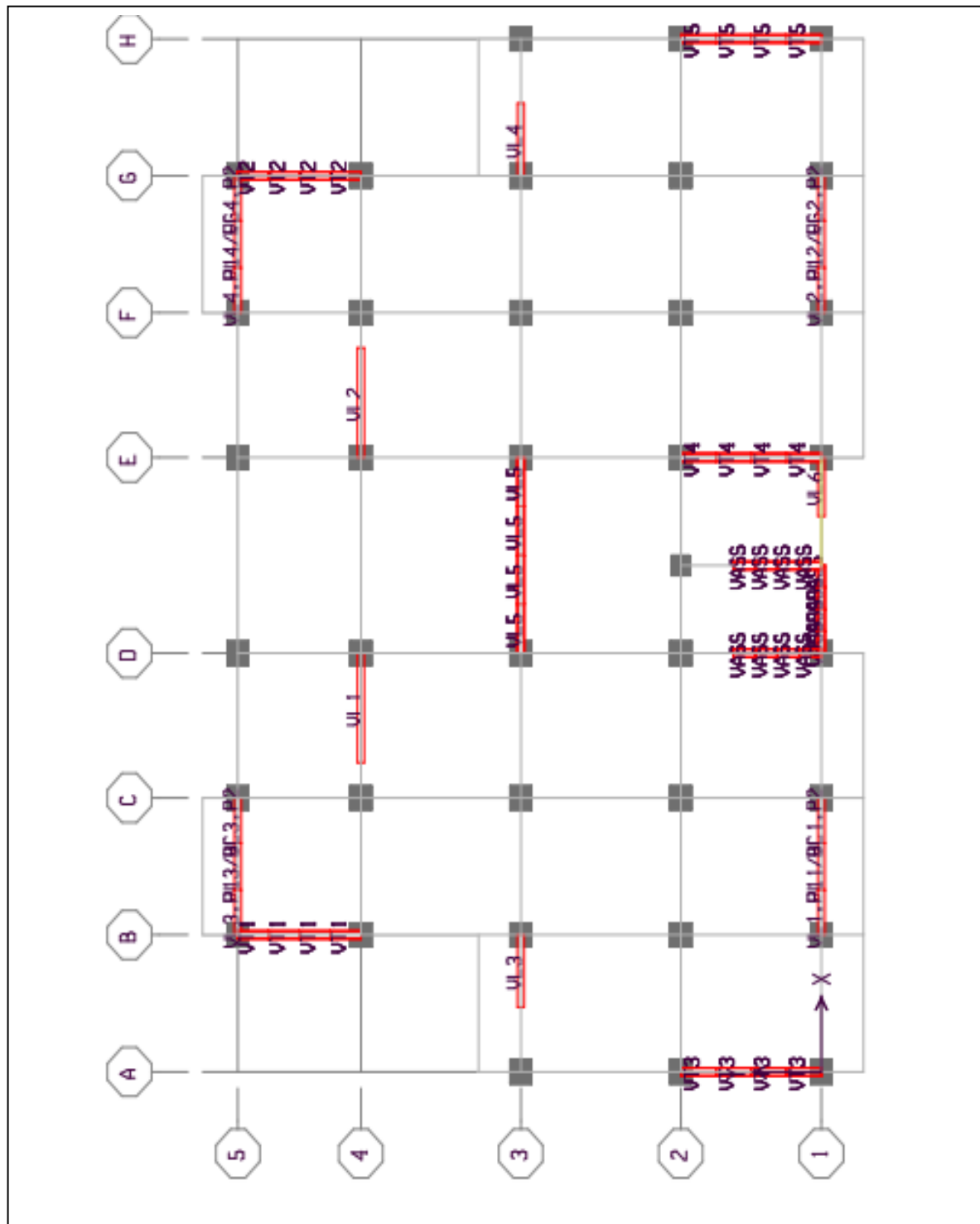


Figure 5-1 : dispositions des voiles x-x,y-y

5.1.2 Détermination des armatures :

5.1.2.1 Armatures verticales : (RPA99 version 2003 Art 7.7.4.1)

Les armatures verticales sont destinées à absorber les effets de flexion et sont disposés en deux couches parallèles aux efforts de la voile.

Ces armatures doivent répondre aux exigences suivantes :

- Armature verticale doit absorber la totalité de l'effort de traction.
- La proportion minimale de l'armature vertical à l'intérieur de la zone de tension est 0,2%.
- Les barres verticales au niveau final doivent être fixées avec des crochets c'est en haut
- Aux deux extrémités du voile, la distance entre les barres doit être réduite de la moitié de la largeur du voile ($L/10$), cette distance ne doit pas dépasser 15 cm.

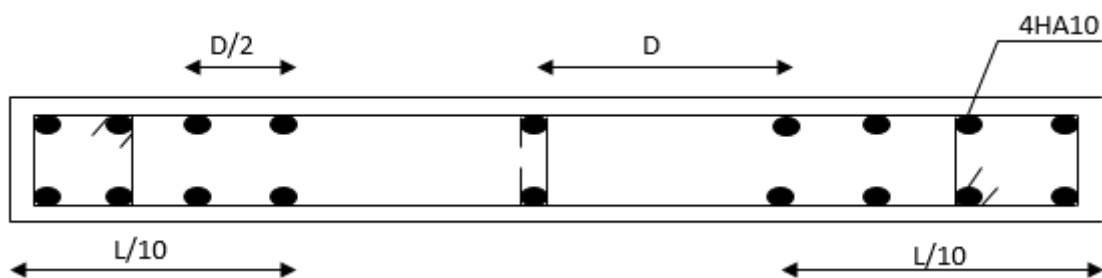


Figure 5-2 : dispositions des armatures verticales dans les voiles.

5.1.2.2 Armatures horizontales : (RPA99 version 2003 art 7.7.4.2 et 7.7.4.3).

Ils sont destinés à absorber les efforts tranchants et sont disposés en deux couches vers l'extérieur de l'armature vertical pour éviter le flambage, avec un angle de 135° et une longueur ($10 \times \phi l$)

Le pourcentage minimum d'armature verticales et horizontales des voiles est comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10%

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$ avec a : épaisseur du voile
- $S \leq 30\text{cm}$

5.1.3 Étapes de calcul :

➤ Détermination des contraintes :

La méthode consiste à utiliser la formule suivante (formule RDM) pour déterminer le diagramme de contrainte sous la contrainte favorisant la traction.

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : Effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

A : section transversale du voile

V : bras de levier $\left(V = \frac{L_{voile}}{2} \right)$

I : Inertie de voile

➤ Calcul de L_t , L_c :

$$\begin{cases} L_t = \frac{\sigma_1 \times L}{\sigma_1 + \sigma_2} \\ L_c = L - L_t \end{cases}$$

L_t : Longueur de la zone tendue

L_c : Longueur de la zone comprimée

➤ Calcul de force :

$$N_t = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times b$$

➤ Armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_t}{f_e} + A_{vj}$$

Avec :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} , \quad V : \text{Effort tranchant}$$

➤ Armatures minimales :

D'après BAEL 91 :

$$A_{min} = B \frac{F_{t28}}{f_e}$$

Tel que : $A_{min} = \max \left(0,2\%b \times L_t , B \frac{F_{t28}}{f_e} \right)$

RPA 99 version 2003 art 7.7.4.1 :

$$A_{min} = 0,2\%b \times L_t$$

Avec:

B : épaisseur de voile

L_t : longueur de la section tendue

➤ **La longueur minimale : d'après RPA 99 version 2003 art 7.7.4.3**

Zone courante : $St = (L - 2St)$

Zone debout : $St = L/10$

5.1.4 Vérification :

✓ **D'après RPA99 version 2003 art 7.7.2 :**

La contrainte de cisaillement est : $\tau_b = \frac{1,4 \times v_{u\text{ cal}}}{b_0 \times d}$

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_b = 0,2f_{c28}$

Pour Condition vérifier : $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$

Avec :

$V_{u\text{ cal}}$: Effort tranchant à la base du voile

b_0 : épaisseur du voile

d : hauteur utile

h : hauteur total de la section

✓ **D'après BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{V_{cal}}{b_0 \times d} \quad \tau : \text{contrainte de cisaillement}$$

$$\bar{\sigma}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right)$$

Pour condition vérifier : $\tau_u \leq \bar{\sigma}_u$

✓ **A ELS :**

On considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15A} \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : effort normal appliqué

B : section du béton

A : section d'armateurs adoptés

5.1.5 Exemple de calcul :

$L = 5 \text{ m}$, $N = 4728.87 \text{ KN}$, $M = 17911.702 \text{ KN.m}$, $V = 1590.81 \text{ KN}$

➤ **Determination I, S, V:**

$h = b = 0.6 \text{ m}$ (Poteau).

$L = 5.60 \text{ m}$

$L_i = L/2 = 2.8 \text{ m}$.

$$I = \left(e * \frac{l^3}{12} \right) = 2.92 \text{ m}^4.$$

$V = L_i = 2.8 \text{ m}$.

$S = e * l = 1.12 \text{ m}^2$.

➤ **determiner les contraintes :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{MV}{I} = \frac{4728.87}{1.12} + \frac{17911.702 \times 2.8}{2.92} = 21397.81 \text{ KN/m}^2 (\sigma_{\text{traction}})$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{MV}{I} = \frac{4728.87}{1.12} - \frac{17911.702 \times 2.8}{2.92} = -12953.39 \text{ KN/m}^2 (\sigma_{\text{compression}})$$

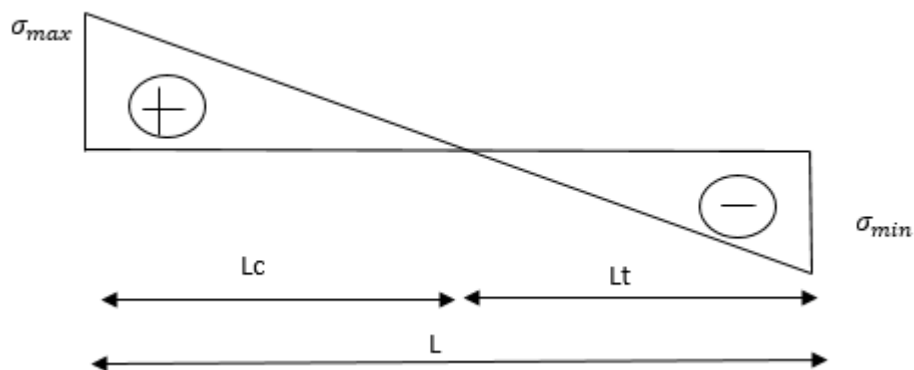


Figure 5-3 :schéma des contraintes dans les voiles.

➤ **Calcul Lt ,Lc:**

$$\begin{cases} L_t = \frac{\sigma_2 \times L}{\sigma_1 + \sigma_2} = \frac{12953.39 \times 5.6}{21397.81 + 12953.39} = 2.11 \text{ m} \\ L_c = L - L_t = 5.6 - 2.11 = 3.49 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Calcul les forces:**

$$N_t = \frac{\sigma_2 \times L_t}{2} \times b = \frac{12953.39 \times 2.11}{2} \times 0.2 = 2733.16 \text{ KN}$$

➤ **Armatures verticales:**

$$A_v = \frac{N_t}{f_e} + 1.1 \frac{v}{f_e} = \frac{2733.16}{400000} + 1.1 \frac{1590.81}{400000} = 112.07 \text{ cm}^2$$

Extrémités des voiles : soit 4HA20+16HA16 ep=15 cm on a adopté $A = 34.12 \text{ cm}^2$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

Ame de voile : $L = 5$ m soit 24HA14+24HA14 ep = 20 cm on a adopté $A = 73.89\text{cm}^2$

➤ Section minimale d'armature verticale :

Zone tendue :

$$A_{min} = 0.2\% B_{tendue}$$

$$B_{tendue} = L_t * e = 2.11 * 0.2 = 0.422\text{m}^2$$

$$A_{min} = 8.44\text{cm}^2$$

La section totale du béton :

$$A_{min} = 0.15\% B_{total}$$

$$B_{total} = e * l = 1.12\text{m}^2$$

$$A_{min} = 16.8\text{cm}^2$$

D'après BAEL91 :

$$A_{min} = B \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0.2 * 5.6 \frac{2.1}{400} = 5.88\text{cm}^2$$

➤ Longueur minimale : RPA99v2003 artA7-7-4-3

La zone d'about : $560 / 10 = 56$ cm, donc $St = 15\text{cm}$

La zone courante : 450cm , donc $St = 20\text{cm}$

➤ Armatures horizontales :

Armatures horizontales résistants à l'effort tranchant : BAEL91

$$\frac{A_T}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

La contrainte de cisaillement est : **RPA99v2003 Art7.7.2**

$$\tau_u = \frac{v}{b_0 d}$$

d : hauteur utile (0.9h).

h : hauteur total de la section brute.

v : effort tranchant à la base du voile.

b_0 : épaisseur du voile.

$$\text{Donc } \tau_u = 1.4 \frac{1590.81}{0.2 * 0.9 * 5.6} * 10^{-3} = 2.21\text{MPa} \text{ soit } st = 15 \text{ cm.}$$

$$A_T \geq \frac{\tau_u b_0 S_t}{0.8 f_e} \rightarrow A_T = \frac{2.21 * 0.2 * 0.15}{0.8 * 400} \rightarrow A_T = 2.07\text{cm}^2$$

RPAv2003 :

$$A_{Hmin} = 0.15\% B_{total} = 16.80\text{cm}^2$$

On adopte 22HA10/ml = 17.28cm^2 **st = 20 cm.**

Les deux nappes armatures doivent être reliées entre elles avec 4HA8 épingles en mètre carré.

- Vérification :

ELU :

D'après RPA99 version 2003 :

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

$$\tau_u = 2.21 \leq \bar{\tau}_u = 5 \quad \text{Condition vérifier}$$

D'après le BAEL 91 :

$$\bar{\tau}_b = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2.21 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

ELS :

$$N_{ser} = 4810.05 \text{ KN}$$

$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{B + 15A} = \frac{4810.05 \cdot 10^{-3}}{1.12 + 15 \cdot 0.0112} = 3.73 \text{ MPa}$$

$$0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3.73 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée}$$

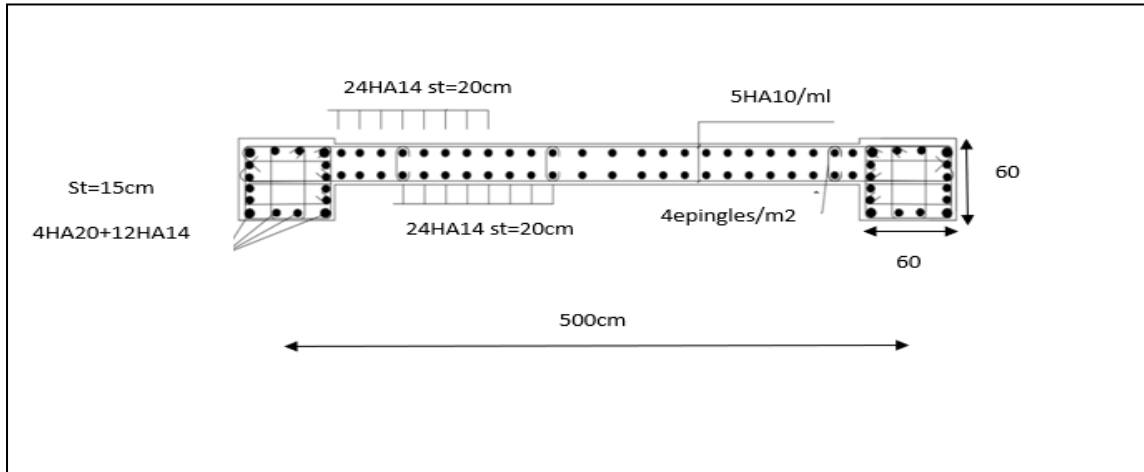


Figure 5-4 : Schéma ferrailage de voile (VL5)

- **Calcul de ferrailage :**

✓ **Sens X :**

Tableau 5-2 : ferrailage des voiles sens x-x

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	Ns(KN)
VL1	2.80	4029.19	4218.398	648.74	2326.60
VL2	2.80	3197.51	4139.171	615.01	1769.84
VL3	1.85	3064.19	1637.553	313.15	1547.33
VL4	1.85	2285.97	1578.146	296.08	1310.71
VL6	1.5	1105.43	1041.683	570.37	753.95
VL1.P1	1.15	4644.15	780.961	409.63	1734.83
VL1.P2	1.15	4748.14	952.355	395.94	1919.19
VL2.P1	1.15	4092.77	807.237	410.80	1728.65
VL2.P2	1.15	5298.15	926.652	395.15	1915.66
VL3.P1	1.15	2565.22	861.788	391.63	1077.98

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

VL3.P2	1.15	5623.59	796.65	377.46	1110.21
VL4.P1	1.15	5133.87	707.356	383.72	1103.29
VL4.P2	1.15	3017.44	645.617	376.28	1337.23

✓ Sens Y :

Tableau 5-3 :ferraillage des voile sens y-y.

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	Ns(KN)
VT1	3.5	6770.18	6691.446	1269.76	1885.56
VT2	3.5	6126.03	5855.65	1103.35	1873.73
VT3	4	2092.71	6318.897	1322.41	1054.79
VT4	4	4777.35	4682.097	998.03	2664.03
VT5	4	2213.09	5459.091	1091.84	1597.79

✓ Voiles ascenseur :

Tableau 5-4 : ferraillage de voile d'ascenseur.

voile	L(m)	N(KN)	M(KN.m)	V(KN)	Ns(KN)
VASS	2.5	6031.16	5374.117	1578.733	4039.35

On effectue le calcul du ferraillage des voiles de même longueur en considérant le cas le plus défavorable.

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

Ferrailage des trumeaux :VL1 VL2 VL3 VL4 VL6

Tableau 5-5 : ferrailage des trumeaux VL1/2/3/4/5/6

Voile		VL1 , VL2	VL3 , VL4	VL6
L(m)		2.80	1.85	1.5
e (m)		0.2	0.2	0.2
N(KN)		4029.19	3064.19	1105.43
M(KN.m)		4218.398	1637.553	1041.683
S(cm^2)		0.56	0.37	0.3
V(m)		1.4	0.925	0.75
I(m^4)		0.36	0.11	0.056
σ_1 (MPa)		23.59	22.05	17.63
σ_2 (MPa)		9.21	5.48	10.26
Lt (m)		0.78	0.37	0.55
Lc (m)		2.02	1.43	0.95
Nt(KN)		718.38	202.76	564.3
As(cm^2)		35.79	13.68	29.79
Amin BAEL(cm^2)		2.94	1.942	1.575
Amin RPA(cm^2)		3.12	1.48	2.2
A adopté (cm^2)		39.96	39.96	39.96
Choix des barres	Zone d'about	12HA16/nappe	12HA16/nappe	12HA16/nappe
	Zone courante	14HA12/nappe	14HA12/nappe	14HA12/nappe
St(cm)	Zone d'about	10	10	10
	Zone courante	20	20	20
Ah min BAEL(cm^2)		1.69	1.24	2.76
Ah min RPA(cm^2)		8.4	5.55	4.5
Ah adopte(cm^2)		5HA20 =15.71	5HA20 =15.71	5HA20 =15.71
St(cm)		15	15	15
A transv(cm^2)		4 épingles de HA8/ml		
V(KN)		648.74	313.15	570.37
Ns(KN)		2326.60	1547.33	553.95
Vérification des contraintes				
$\tau_u < 5 MPa$		1.80	1.32	2.95
$\sigma_b < 15 MPa$		3.61	3.63	1.60
Observation		cv	cv	cv

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

Ferrailage des trumeaux : VT1 VT2 VT3 VT4 VT5 VL1.2.3.4/P1.P2

Tableau 5-6 : ferrailage des trumeaux VT1.P1/P2-VT2/3/4/5

Voile		VT1 , VT2	VT3 , VT4 , VT5	VL1.P1/P2 VL2.P1/P2 VL3.P1/P2 VL4.P1/P2
L(m)		3.5	4	1.15
e(m)		0.2	0.2	0.2
N(KN)		6770.18	6092.71	4748.14
M(KN.m)		6691.44	6318.87	952.355
S(cm^2)		0.7	0.8	0.23
V(m)		1.75	2	0.575
I(m^4)		0.71	1.06	0.025
σ_1 (MPa)		26.16	19.53	42.54
σ_2 (MPa)		6.82	4.31	12.60
Lt(m)		0.72	0.72	0.26
Lc(m)		2.78	3.28	0.89
Nt(KN)		491.04	310.32	327.6
As(cm^2)		47.19	44.12	19.07
Amin BAEL(cm^2)		3.675	4.2	4.2
Amin RPA(cm^2)		2.88	2.88	1.04
$A^{adopté}$ (cm^2)		65.60	65.60	35.44
Choix des barres	Zone d'about	7HA20/nappe	7HA20/nappe	6HA16/nappe
	Zone courante	4HA12+2HA20/nappe	4HA12+2HA20/nappe	5HA12/nappe
St (cm)	Zone d'about	10	10	10
	Zone courante	20	20	20
Ah min BAEL(cm^2)		2.64	2.41	
Ah min RPA(cm^2)		10.5	12	12
Ah adopte(cm^2)		5HA2 =15.71	5HA20=15.71	5HA20 =15.71
St(cm)		15	15	15
A transv(cm^2)		4 épingles de HA8/ml		
V(KN)		1269.76	1322.41	395.94
Ns(KN)		1885.56	1054.79	1919.19
Vérification des contraintes				
$\tau_u < 5 MPa$		2.82	2.57	0.24
$\sigma_b < 15 MPa$		2.34	1.14	7.25
Observation		cv	cv	cv

Tableau 5-7 : Ferrailage voile ascenseur

voile		Voile ascenseur
L(m)		2.5
e(m)		0.2
N(KN)		6031.16
M(KN.m)		5374.117
S(cm^2)		0.5
V(m)		1.25
I(cm^4)		0.26
σ_1 (MPa)		37.89
σ_2 (MPa)		13.77
Lt(m)		0.67
Lc(m)		1.83
Nt(KN)		922.59
As(cm^2)		66.47
Amin BAEL(cm^2)		2.625
Amin RPA(cm^2)		2.68
A ^{adopté} (cm^2)		67.61
Choix des barres	Zone d'about	8HA14/nappe
	Zone courante	19HA12/nappe
St(cm)	Zone d'about	10
	Zone courante	20
Ah min BAEL(cm^2)		4.6
Ah min RPA(cm^2)		7.5
Ah adopte(cm^2)		15.71 (5HA20)
St(cm)		15
A transv		4 épingles/ml
V(KN)		1578.733
Ns(KN)		4039.35
Vérification des contraintes		
$\tau_u < 5 MPa$		3.91
$\sigma_b < 15 MPa$		7.02
observation		cv

5.2 Ferrailage des linteaux :

5.2.1 Introduction :

Un linteau est un élément considéré comme une poutre courte à faible rigidité, bi-encasté dans les trimétaux. Les charges horizontales et verticales imposent moments (M) et efforts tranchants (V) sur le linteau. Le linteau peut donc calculée en flexion simple. La méthode de ferrailage ci-dessus est proposée dans la version RPA2003.

5.2.2 Exemple de calcul :

Nous proposons le calcul détaillé en prenons le linteau du voile **VL1/BC.RDC**.

5.2.3 Caractéristiques géométriques du linteau :

Tableau 5-8 : caractéristique géométrique du linteau.

Niveau	Caractéristiques géométriques			
	b_0 (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)
+3.06	20	120	3	3

5.2.4 Sollicitations dans le linteau :

Tableau 5-9 : sollicitation dans le linteau.

niveau	Linteau	cas	V (KN)	M (KN.m)
+3.06	VL1/BC	ELA	466.56	281.617

5.2.5 Contraintes limites de cisaillement dans le linteau (VL1/BC) RDC:

On doit vérifier :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 * 466.56 * 10^{-3}}{0.2 * 1.2 * 0.9} = 3.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 3.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

5.2.6 Ferrailage de linteau :

Suivant RPA99 V2003 :

$$\text{On a } \tau_b \geq 0.06f_{c28}$$

Les efforts (M et V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_d à disposer obligatoirement.

$$A_d = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{h-2d'}{l} = \frac{120-2*3}{115} = 0.99 \text{ d'où } \alpha = 44.71^\circ$$

$$A_d = \frac{0.46656}{2 * 400 * \sin 44.71} = 8.29 \text{ cm}^2$$

➤ Calcul des armatures longitudinales ($A_l, A_{l'}$)

$$(A_l, A_{l'}) = 0.0015bh = 0.0015 * 20 * 120 = 3.6 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures transversales (A_t)**

$$\tau_b = 3.02 \text{ MPa} \geq 0.025 f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$A_t = 0.0025 b * St = 1 \text{ cm}^2$$

$$S_t \leq \frac{h}{4} = \frac{120}{4} = 30 \text{ cm} \text{ soit } St = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul des armatures de peu (A_c) :**

$$A_c \geq 0.0020 * b * h = 0.0020 * 20 * 120 = 4.8 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures diagonales (A_d)**

$$\tau_b = 3.02 \text{ MPa} \geq 0.06 f_{c28} = 1.5 \text{ MPa} \rightarrow A_{dmin} = 0.0015b * h = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$A_d = 8.29 \text{ cm}^2 \geq A_{dmin}$$

➤ **Longueur de recouvrement**

$$L_c = \frac{h}{4} + 50\phi \rightarrow L_c = 130 \text{ cm}$$

On peut conclure :

Tableau 5-10 : ferrailage du linteau

Armatures	Section calculée (cm^2)	Section adoptée (cm^2)	Choix
$(A_l, A_{l'})$	3.6	8.55	2H20+2HA12
(A_t)	1	1.57	2HA10
(A_c)	2.4/par nappe	6.79	6HA12
(A_d)	8.29	12.57	4HA20

5.2.7 Caractéristiques géométriques des linteaux (VL2/FG), (VL3/BC), (VL4/FG) RDC :

Tableau 5-11 : caractéristique géométrique du linteau.

	Niveau	Caractéristiques géométriques			
		b_0 (cm)	h (cm)	d (cm)	d' (cm)
VL2/FG	+3.06	20	120	3	3
VL3/BC	+3.06	20	120	3	3
VL4/FG	+3.06	20	120	3	3

5.2.8 Sollicitations dans les linteaux (VL2/FG), (VL3/BC), (VL4/FG) RDC :

Tableau 5-12 : sollicitation dans les linteaux.

Niveau	Linteau	Cas	V (KN)	M (KN.m)
+3.06	VL2/FG	ELA	464.77	280.919
+3.06	VL3/BC	ELA	506.26	299.095

+3.06	VL4/FG	ELA	504.41	298.713
-------	--------	-----	--------	---------

5.2.9 Contraintes limites de cisaillement dans les linteaux (VL2/FG), (VL3/BC), (VL4/FG) RDC :

✓ VL2/FG :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 * 464.77 * 10^{-3}}{0.2 * 1.2 * 0.9} = 3.01 MPa$$

$$\tau_b = 3.01 MPa \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ VL3/BC :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 * 506.26 * 10^{-3}}{0.2 * 1.2 * 0.9} = 3.28 MPa$$

$$\tau_b = 3.28 MPa \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ VL4/FG :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} = \frac{1.4 * 504.41 * 10^{-3}}{0.2 * 1.2 * 0.9} = 3.26 MPa$$

$$\tau_b = 3.26 \leq \bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 MPa \text{ Condition vérifiée.}$$

5.2.10. Ferrailage des linteaux (VL2/FG), (VL3/BC), (VL4/FG) RDC :

Tableau 5-13 : ferrailage des linteaux.

Linteaux	Armatures	Section calculée (cm^2)	Section adoptée (cm^2)	Choix
VL2/FG	$(A_l, A_{l'})$	3.6	8.55	2HA20+2HA12
	(A_t)	1	1.57	2HA10
	(A_c)	2.4/par nappe	6.79	6HA12
	(A_d)	8.26	10.05	4HA16
VL3/BC	$(A_l, A_{l'})$	3.6	5.34	2HA14+2HA12
	(A_t)	1	1.57	2HA10
	(A_c)	2.4/par nappe	6.79	6HA12
	(A_d)	8.99	10.05	4HA16
VL4/FG	$(A_l, A_{l'})$	3.6	5.34	2HA14+2HA12
	(A_t)	1	1.57	2HA10
	(A_c)	2.4/par nappe	6.79	6HA12
	(A_d)	8.96	10.05	4HA16

5.2.11 Schéma ferrailage de linteau (VL1/BC) RDC :

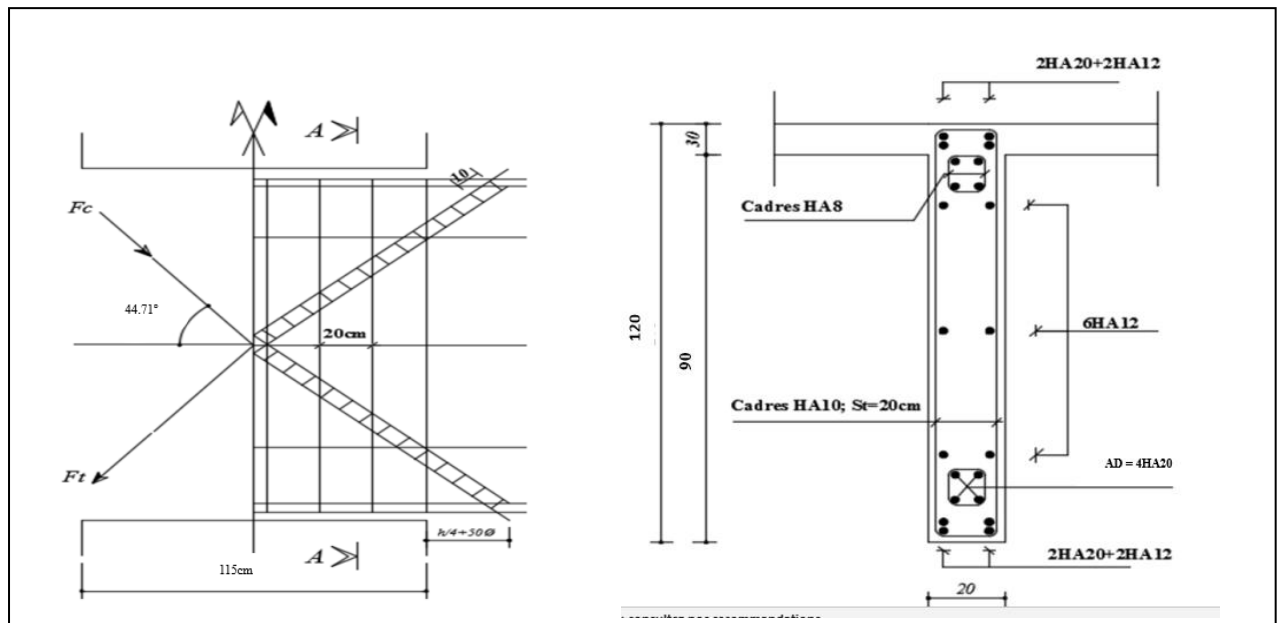


Figure 5-5 : Schéma ferrailage de linteau (VL1/BC)RDC

5.3 Ferrailage des poteaux :

5.3.1 Introduction :

Le poteau est un élément destiné à absorber et transférer des charges dans une structure soumise à des efforts verticaux et des moments de flexion.

Par conséquent, le renforcement est réalisé par flexion composée selon la pire combinaison de contraintes.

5.3.2 Armatures longitudinales :

Étant donné que la structure comporte trois sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

Zone 1 : entre sol - ET1 : pour les poteaux de section $(60 \times 60)cm^2$

Zone 2 : ET2 – ET3 : pour les poteaux de section $(55 \times 55)cm^2$

Zone 3 : ET4 – ET5 : pour les poteaux de section $(50 \times 50)cm^2$

Zone 4 : ET6 – ET7 : pour les poteaux de section $(45 \times 45)cm^2$

Zone 5 : ET8 – ET9 : pour les poteaux de section $(40 \times 40)cm^2$

➤ D'après RPA99version 2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est 0,9% en zone 3.
- Leur pourcentage maximal est 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est 12 mm

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

- La longueur minimale des recouvrements est 50ϕ en zone 3.
- La distance entre les barres verticales St dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20cm en zone 3.

➤ Recommandation du BAEL91 :

$$\begin{cases} A_{min} = \max \left(4 \text{ cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = $b \times h$

($b = h$ côtes du poteau)

$$A \geq \frac{0,23 \times f_{c28}}{f_e} b_0 \times d \frac{e - 0,45d}{e - 0,185d}$$

➤ Ferrailage minimum d'après le CBA93 :

$$A_{cnf} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-14 : ferrailage maximal et minimale des poteaux.

Niveau	Zone	Section Cm	BAEL91		CBA93 A_{cnf} cm^2	RPA99/2003		
			A_{min} cm^2	A_{max} cm^2		A_{min} cm^2	A_{max} Zone courante cm^2	A_{max} Zone de Recouvrement
ES/RDC/ET1	1	60x60	7.2	180	3.91	28.25	144	216
ET2/ET3	2	55x55	6.05	151.25	3.28	24.20	121	181.5
ET4/ET5	3	50x50	5	125	2.71	20.01	100	150
ET6/ET7	4	45x45	4.05	101.25	2.20	15.43	81	121.5
ET8/terrasse	5	40x40	4	80	1.73	11.25	64	96

• Calcule le ferrailage de poteau :

Tableau 5-15 : ferrailage longitudinal des poteaux.

Zone	N KN	M KN.m	Section cm^2	A CNF cm^2	A RPA Cm^2	Ac cm^2
1	Nmax = 2573.48	Mcor= 66.02	60x60	3.91	28.25	0.43
	Nmin= 192.51	Mcor= 63.86				
	Ncor= 2136.96	Mmax= 75.46				
2	Nmax=1829.15	Mcor= 59.98				

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

3	Nmin= 131.39	Mcor= 39.55	55x55	3.28	24.20	0.26
	Ncor= 915.27	Mmax= 81.71				
	Nmax= 1115.81	Mcor= 23.71	50x50	2.71	20.01	0
4	Nmin= 111.27	Mcor=22.17				
	Ncor= 526.35	Mmax= 98.05				
	Nmax= 721.64	Mcor= 12.48	45x45	2.20	15.43	3.25
5	Nmin= 103.8	Mcor= 16.91				
	Ncor= 348.63	Mmax= 122.13				
	Nmax= 267.40	Mcor= 27.63	40x40	1.73	11.25	4.12
	Nmin= 79.37	Mcor= 9.80				
	Ncor= 226.80	Mmax= 145.76				

• Choix des armatures des poteaux :

$$A_{adopt} = \max(A_{cnf}, A_{min}, A_{scal})$$

Tableau 5-16 : choix des armatures longitudinal des poteaux.

zone	section (cm ²)	$A_{cnf}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{scal}(cm^2)$	Choix des armatures	$A_{adopt}(cm^2)$
1	60x60	3.91	28.25	0.43	8HA16+4HA20	28.65
2	55x55	3.28	24.20	0.26	8HA14+4HA20	24.88
3	50x50	2.71	20.01	0	8HA14+4HA20	24.88
4	45x45	2.20	15.43	3.23	4HA14+4HA20	18.53
5	40x40	1.73	11.25	4.12	2HA14+4HA20	15.65

5.3.3 Armatures transversales :

Recommandation du RPA :

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho_a \cdot Vu}{h \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égale

$$\rho_a \begin{cases} 2,5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} , \quad \lambda_g = \frac{L_f}{b}$$

L_f : la longueur de flambement des poteaux.

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

$$L_f = 0,7 \times h_0$$

St : espacement des armatures transversales

$$ZONE\ 3 \begin{cases} St \leq 10cm \rightarrow \text{zone nodale.} \\ St \leq \min\left(\frac{b}{2} \cdot \frac{h}{2}, 10\emptyset 1\right) \rightarrow \text{zone courante.} \end{cases}$$

$\emptyset 1$: Diamètre minimal des armatures longitudinales

Tableau 5-17 : coefficient correcteur.

Zone	Section (cm ²)	Lf (m)	λ_g (%)	ρ_a
1	60x60	2.576	4.29	3.75
2	55x55	2.142	3.89	3.75
3	50x50	2.142	4.28	3.75
4	45x45	2.142	4.76	3.75
5	40x40	2.142	5.36	2.5

➤ **Espacement des armatures transversales :**

- **Zone nodale :**

$St = 10cm$ en zone III.

- **Zone courante :**

$St = \min(b/2, h/2, 10\emptyset)$ en zone III.

$\emptyset$: diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversales minimales :

$$\begin{cases} 0,3\% \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes} \rightarrow \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}$$

a, b : dimensions de la section droite du poteau.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Tableau 5-18 : les résultats du ferrailage transversal.

Zone 1	Section	ρ_a	Vu (KN)	Zone	St (cm)	At cal (cm^2)	Choix	As adopte (cm^2)
1	60x60	3.75	28.15	N	10	0.041	4HA8	2.01
				C	15	0.065		
2	55x55	3.75	25.94	N	10	0.044	4HA8	2.01
				C	15	0.066		
3	50x50	3.75	20.79	N	10	0.039	4HA8	2.01
				C	15	0.058		
4	45x45	3.75	17.85	N	10	0.037	4HA8	2.01
				C	15	0.055		
5	40x40	2.5	21.96	N	10	0.034	4HA8	2.01
				C	15	0.051		

5.3.4 Vérification :

5.3.4.1 Sollicitations tangentes des poteaux : (RPA99 version 2003 art 7.4.3.2)

La contrainte de cisaillement de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

Pour fissuration peu préjudiciable

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} < \bar{\tau}_{bu} = \rho_d, F_{c28}$$

$$\text{avec: } \rho_d \begin{cases} 0,075 \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5-19 : sollicitation tangente dans les poteaux.

Poteaux	Lf	λ_g %	ρ_d	Vu	τ_u	τ_{bu}	Observation
60x60	2.576	4.29	0.04	28.15	0.087	1	Cv
55x55	2.142	3.89	0.04	25.94	0.095	1	Cv
50x50	2.142	4.28	0.04	20.79	0.092	1	Cv
45x45	2.142	4.76	0.04	17.85	0.098	1	Cv
40x40	2.142	5.36	0.075	21.96	0.15	1.875	Cv

✓ **Ferraillage des poteaux :**

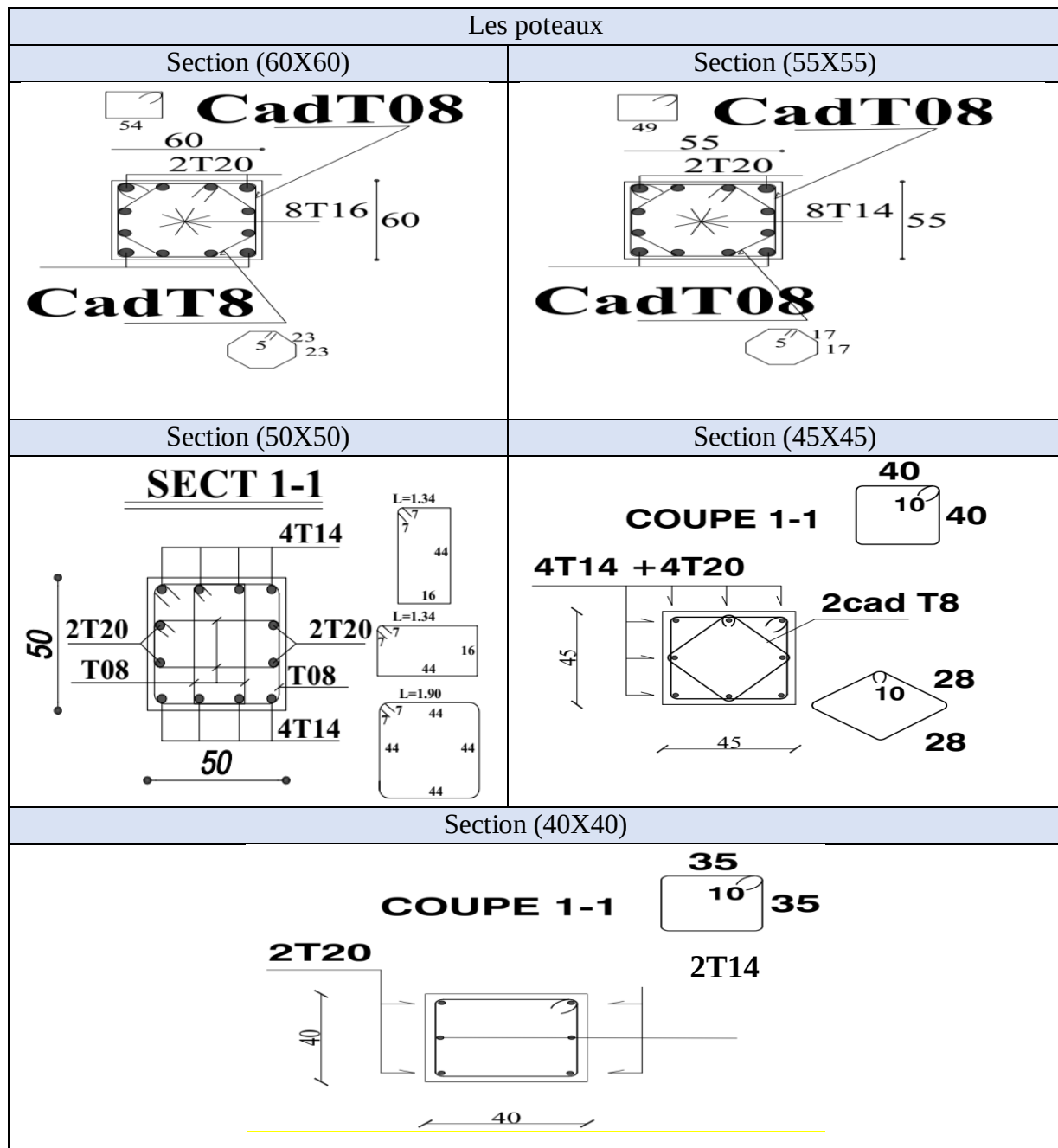


Figure 5-6 : Schéma ferraillage des poteaux

5.4 Ferraillage des poutres :

5.4.1 Introduction :

Une poutre est un élément structural horizontal capable de transférer charges à ses supports et est soumise à des moments de flexion et a des forces de cisaillement.

Le ferraillage des poutres est calculé en respectant le pourcentage minimal impose par le RPA99 version 2003 en zone 3

$\left\{ \begin{array}{l} \text{poutre principale} \rightarrow b \times h = 30 \times 45 \\ \text{poutre secondaire} \rightarrow b \times h = 30 \times 40 \end{array} \right.$

deux situations $\left\{ \begin{array}{l} \text{situation durable : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{situation accidentelle : } G + Q \pm E/0,8 \pm Q \end{array} \right.$

Recommandation du RPA99/version 2003 en zone 3 art 7.5.2

5.4.2 Armatures longitudinales : RPA 99 version 2003 art 7.5.2.1

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute la section $A_{min} = 0,5 \% b \cdot h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \rightarrow A_{max} = 4\% b \cdot h \quad \text{en zone courante} \\ 6\% \rightarrow A_{max} = 6\% b \cdot h \quad \text{en zone de recouvrement} \end{array} \right.$

- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ en zone 3
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectuée avec des crochets à 90°

Tableau 5-20 : Caractéristiques des poutres.

	h	b	C	D	Fc28	Fe	Fissuration
Poutre principale	45	30	2.5	40.5	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire	40	30	2.5	36	25	400	Peu préjudiciable

➤ Ferrailage longitudinale :

Les poutres travaillent à la flexion simple, les moments maximaux en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul ETABS.

Tableau 5-21 : Choix des armatures longitudinales des poutres.

Poutres	Section	M (KN.m)		A_s (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max}^{ZC} cm^2	A_{max}^{ZR} cm^2	Choix des armatures	A_{adopt}
PP	0.3x0.45	$M_{travée}$	46.93	3.28	6.75	54	81	3T16+3T12	9.42
		M_{appui}	109.24	8.03				3T16+3T12	9.42
PP liée aux voiles	0.3x0.45	$M_{travée}$	98.37	7.16				6T20	18.85
		M_{appui}	263.28	18.09				6T20	18.85
PS	0.3x0.4	$M_{travée}$	53.50	4.31	6	48	72	4T14+2T12	8.42
		M_{appui}	70.59	5.79				4T14+2T12	8.42
PS liée aux voiles	0.3x0.4	$M_{travée}$	53.21	4.29				4T20+2T14	15.65
		M_{appui}	215.87	15.23				4T20+2T14	15.65

5.4.3 Armatures transversales : RPA99 version 2003 art 7.5.2.2

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

$$A_t = 0,003S_t \cdot b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales comme suit

$$\begin{cases} St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right) & \text{dans la zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

- La valeur du diamètre ϕ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre, et dans le cas de section en travée et les armatures comprimées c'est le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement

Recommandation du BAEL 91 :

- **Armatures longitudinales :**

$$A_{tmin} = 0,23b \cdot d \cdot \frac{FC28}{F_e}$$

- **Armatures transversales :**

La section minimale A_t doit vérifier

$$A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4 \cdot b \cdot St$$

$$S_t \leq \frac{A_t}{b} \times \frac{0,9f_e}{\gamma_s(\tau_u - 0,3 \cdot k \cdot ft)}$$

Avec :

B : largeur de poutre

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d}$$

Avec

Vu : effort tranchant

B : largeur de la poutre

D : hauteur utile = 0,9 h

h : hauteur totale de la section brute

Diamètre des armatures d'âme : BAEL Art7.4.2.3

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{t \min}\right)$$

- Poutres principales :

$$\phi_t \leq \min(1.29, 3, 8)$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

- Poutres secondaires :

$$\phi_t \leq \min(1.14, 3, 8)$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Espacement maximale :

$$S_{T \max} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}, 15 \phi_{\min})$$

$$S_{t \max} \leq \min(40.5 \text{ cm}, 40 \text{ cm}, 15 * 1.2)$$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les résultats dans ce tableau :

Tableau 5-22 : Armatures transversales des poutres.

Poutre	Vu	τ_u	St	At	Choix des armatures	A adopté
Pp	92.58	0.76	15	0.98	4HA8	2.01
Pp liée aux voiles	169.11	1.39	15	1.23	4HA8	2.01
Ps	43.20	0.4	15	0.56	4HA8	2.01
Ps Liée aux voiles	81.48	0.75	15	0.96	4HA8	2.01

Espacement maximale : (poutre principale) :

- **Zone nodale**

Longueur de zone nodale $L' = 2h = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$.

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}\right) = 11.25$$

$S_t = 10 \text{ cm}$.

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5$$

$S_t = 15 \text{ cm}$.

Espacement maximale : (poutre secondaire)

- **Zone nodale**

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

Longueur de zone nodale $L'=2 h = 80 \text{ cm}$.

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm}$$

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

- **Zone courante**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}.$$

$$S_t = 15 \text{ cm}.$$

Conclusion :

- Poutres principales :

Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$.

- Poutres secondaires :

Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$.

5.4.4 Vérification :

✓ **Contrainte de cisaillement du béton :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2Ft28}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans ce tableau suivant

Tableau 5-23 : Longueur minimal de recouvrement.

Poutre	Section	V_u	$\bar{\tau}_u$	τ_u	Observation
Pp	30x45	92.58	3.33	0.76	Cv
Pp Liée aux voiles	30x45	169.11	3.33	1.39	Cv
Ps	30x40	43.20	3.33	0.4	Cv
Ps Liée aux voiles	30x40	81.48	3.33	0.75	Cv

✓ **La condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23 b d F_{t28}/f_e$$

- Poutre principale :

Chapitre V : Etude des éléments structuraux.

$$A_{s\min} = 1.47\text{cm}^2$$

- Poutre secondaire :

$$A_{s\min} = 1.3$$

Donc $A_s \geq A_{s\min}$ Condition vérifiée.

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

$$\sigma_b < \sigma_{bc} = 0,6 F_{c28}$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$Y = \frac{15(A_s + A_s'')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A_s'')}{7.5(A_s + A_s'')^2}} - 1 \right]$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A_s'(y - d')^2].$$

Tableau 5-24 : récapitulé des résultats de contraintes de compression dans le béton.

Poutre	Position	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I(cm ⁴).	Y(cm)	K(kg/cm ³)	σ_{bc} (MPa)	Observation
PP	MTravée	19.21	9.42	15.64x10 ⁴	14.28	1.22	15	Cv
	MAppui	32.02	9.42	15.64x10 ⁴	14.28	2.05	15	Cv
PP Liée aux voiles	Mtrave	50.59	18.85	25.87x10 ⁴	19.63	1.95	15	Cv
	Mappui	63.37	18.85	25.87x10 ⁴	19.63	2.45	15	Cv
PS	MTravée	28.34	8.42	9.53x10 ⁴	11.70	2.97	15	Cv
	Mappui	39.12	8.42	9.53x10 ⁴	11.70	4.10	15	Cv
PS liée aux voiles	MTravée	31.18	15.65	17.63x10 ⁴	16.41	1.76	15	Cv
	Mappui	54.48	15.65	17.63x10 ⁴	16.41	3.09	15	Cv

✓ Ferrailage des poutres :

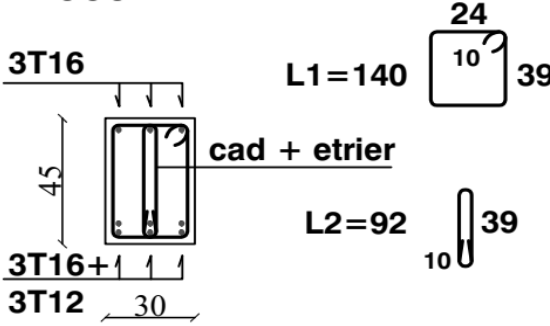
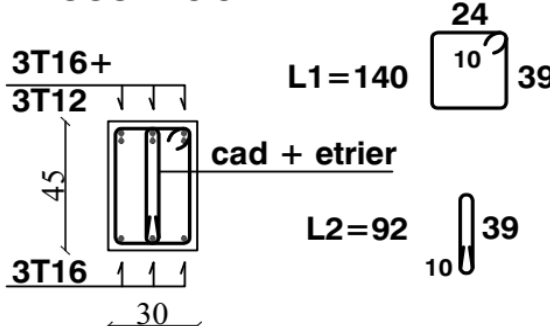
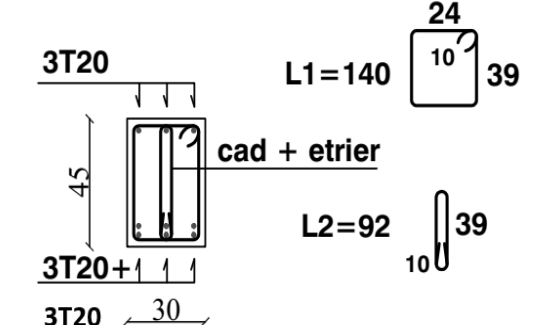
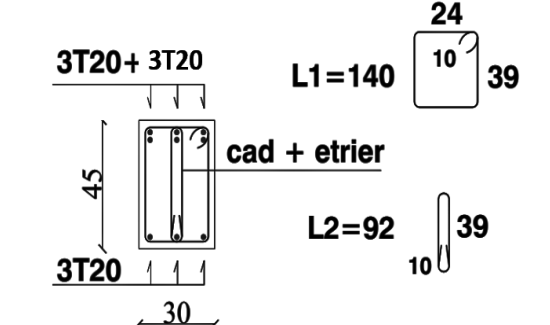
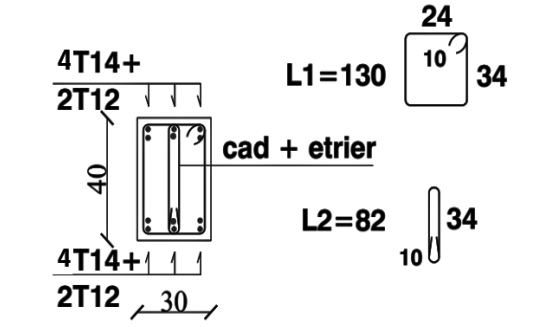
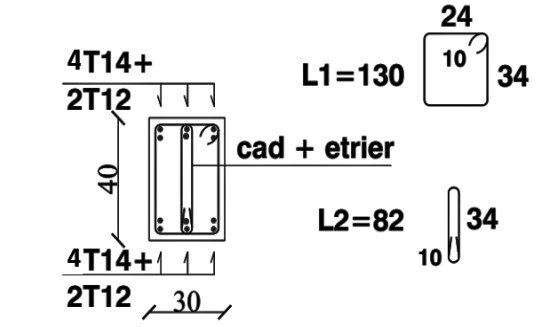
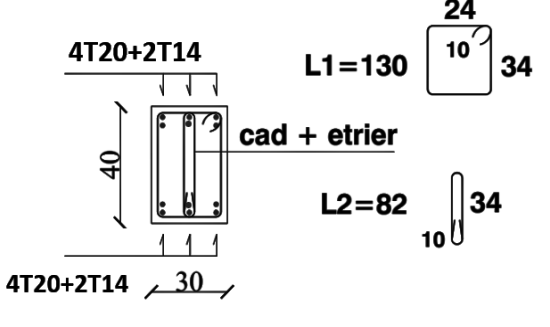
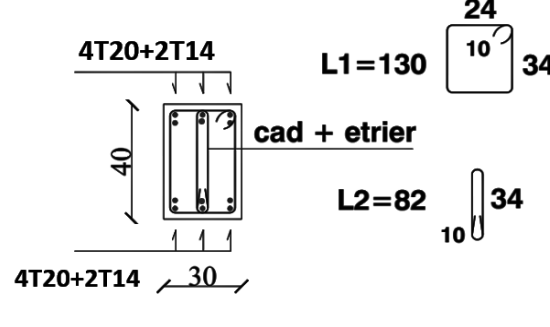
Les poutres	
PP (appui) (30x45)	PP (travée) (30x45)
	
PP liée aux voiles (appui) (30x45)	PP liée aux voiles (travée) (30x45)
	
PS (appui) (30x40)	PS (travée) (30x40)
	
PS liée aux voiles (30x40)	PS liée aux voiles (30x40)
	

Figure 5-7 : Schéma ferrailage des poutres principales et secondaires

Chapitre 6:

Etude de l'infrastructure.

6 Introduction :

Les fondations d'une structure sont constituées des parties de la structure qui sont en contact avec le sol et transfèrent les charges de la superstructure. Elles représentent donc une partie essentielle du travail, et leur bonne conception et exécution conduisent à de bonnes performances globales.

Les éléments de fondation transfèrent les charges directement au sol (la fondation est posée au sol ou sur un radier) ou par d'autres arrangements (par exemple, les fondations sur pieux).

6.1 Étude de sol :

Le choix de fondation dépend principalement d'une étude détaillée du sol, qui renseigne sur la capacité portante du sol.

Le terrain choisi pour notre projet est situé à Thenia dans la wilaya de Boumerdès.

- Le site construction d'un bâtiment à usage d'habitation R+9 a Thenia ne pose aucun problème technique particulier lié au sol qui empêcherait la construction de l'ouvrage projet.
- Sur le plan résistance et d'après la classification du RPA version 2003, le sol du site peut être classé comme un site meuble
- L'analyse chimique réalisée sur le sol du site a montré que celui-ci est non agressif, par conséquent, le sol n'est pas agressif vis-à-vis du béton de son infrastructure.

6.2 Type de fondation :

➤ Les fondations superficielles :

Elle est généralement définie comme la profondeur d'immersion dans le sol D , n'excédant pas quatre fois la largeur du semelle B (la dimension minimale).

Pour remplir cette condition, la relation suivante doit être respectée : $\frac{D}{B} < 4$

Habituellement utilisée lorsqu'il y a une couche de sol à faible profondeur pouvant supporter une structure (sol de bonne qualité.)

Les principaux types de fondation superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- 1) Les semelles continues sous murs.
- 2) Les semelles continues sous poteaux.
- 3) Les semelles isolées.
- 4) Les radiers.

➤ Les fondations semi profondes :

Les fondations semi profondes sont utilisées lorsque des fondations peu profondes ne sont pas possibles et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires.

Ces fondations protègent également contre les cycles de gel et de dégel du sol.

➤ Les fondations profondes :

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.

Dans certains cas, la surface du sol contient une couche compressible a faible capacité portante, tandis que la couche sous-jacente est solide.

Deux méthodes courantes sont utilisées pour baser les structures sur cette couche solide (substrat) : puits (pour les fondations peu profondes) et les pieux. Pour rapports : $\frac{D}{B} > 10$

6.3 Choix type de fondations :

Le choix type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure.
- Solution économique et facilitée de réalisation.
- Stabilité totale du bâtiment.

Deux cas peuvent présenter en fondation superficielles :

- Semelle filante.
- Radier général.

➤ **Semelle filante :**

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

($S_s/S_b < 50\%$)

La surface de la semelle est donnée par : $\sigma_{sol} > \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{adm} = 1,6 \text{ bars} = 0,16 \text{ MPa}$$

Profondeur d'ancrage de 4m

L'effort normal supporte par la semelle filante est la somme des efforts normaux a la base des poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} > \frac{N_s}{S}$$

Tel que :

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux et voiles .

$$S = B \times L \rightarrow \begin{cases} B: \text{largeur de la semelle.} \\ L: \text{longueur de la fil consideree.} \end{cases}$$

On a :

$$S_{batiment} = 26,4 \times 16,60 = 438,24 \text{ m}^2$$

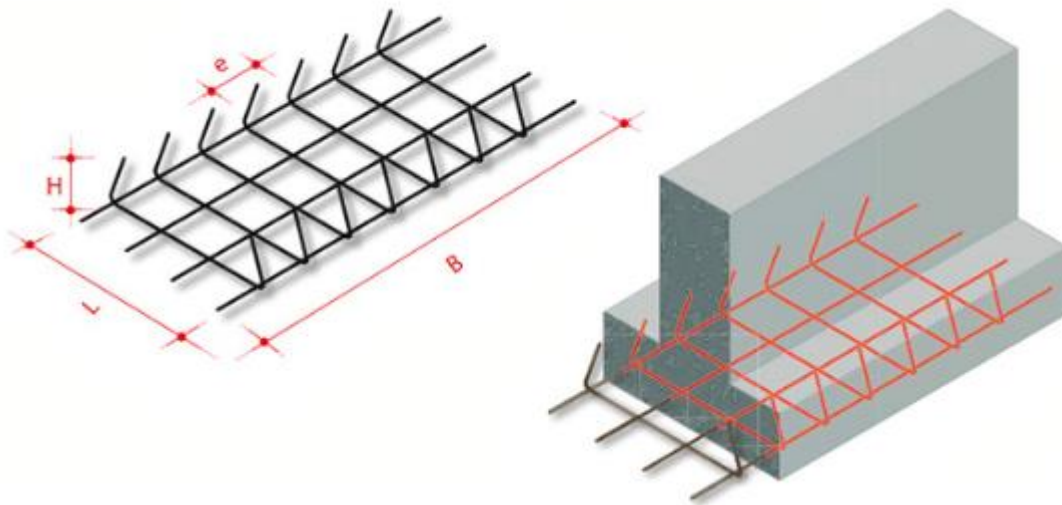


Figure 6-1 : semelle filante.

Conclusion :

La surface totale des semelles occupe plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, choisissez donc un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de surface de la semelle minimales.
- La pression exercée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilite d'exécution.

6.4 Etude de radier :

6.4.1 Introduction :

Un radier est une dalle solide qui constitue la totalité des fondations d'un bâtiment.

Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage. Cette méthode de fondation est utilisée dans deux cas :

- Lorsque la capacité portante du sol est faible.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable.

Dans notre cas, on optera un radier général et l'effort normal supporter par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

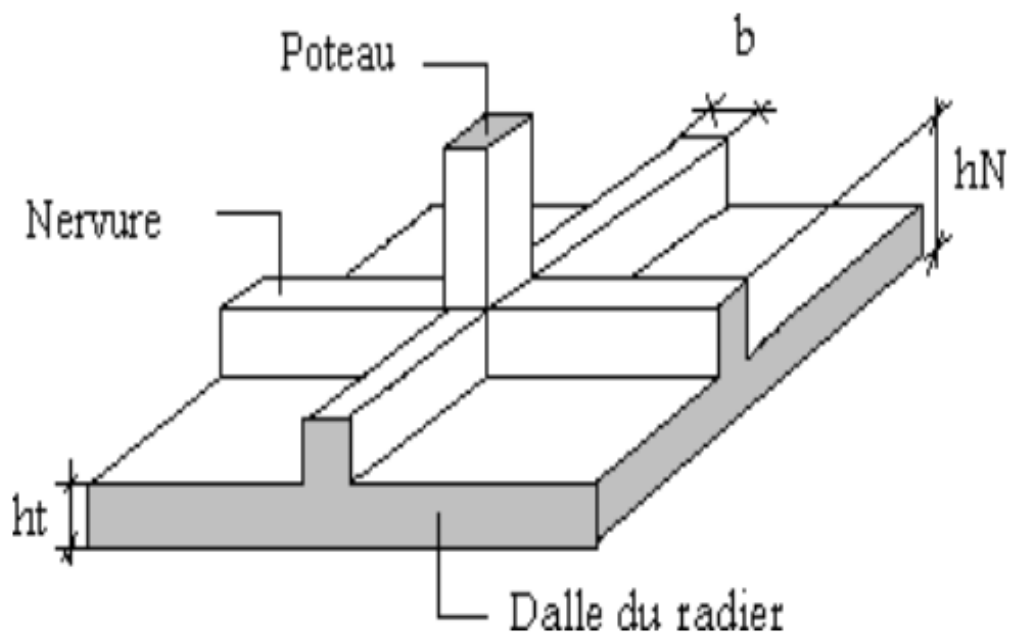


Figure 6-2 : disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

6.4.2 Surface nécessaire :

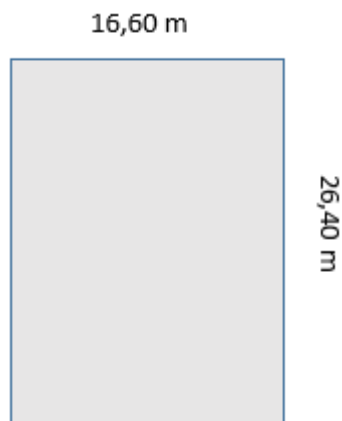


Figure 6-3 : Dimension de l'ouvrage.

6.4.3 Prédimensionnement du radier :

- **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{max}}{5}$$

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale à 4,1 m

D'où :

$$\frac{500}{8} \leq h_r \leq \frac{500}{5} \rightarrow 62,5 \text{ cm} \leq h_r \leq 100 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte : } h_r = 89 \text{ cm}$$

- **Condition de rigidité :**

$$L_e = \frac{2L_{max}}{n} \geq \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{k \cdot b}}$$

L_{max} : Plus grande distance en deux points d'appuis.

L_e : longueur elastique.

E : module d'élasticité du béton. E = 32164,2 MPA

b : largeur du radier (bande de 1 mètre.)

k : coefficient de raideur du sol rapporter à l'unité de la surface.

Pour un sol moyen k = 40 MN/m

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot k \cdot L_{max}^4}{E \cdot \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 40000 \times 5^4}{32164,19 \times \pi^4}} = 0,73 \text{ m}$$

- **Condition de non poinçonnement :**

Sous l'action des forces localisées, il y a lieu de vérifier la résistance de radier au poinçonnement par l'effort tranchant.

Cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_u = 0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : La charge de calcul vis-à-vis de

μ_c : Perimetre de la surface d'impact projete sur le plan moyen du radier.

$$N_u \leq 0,045 \times 2(a' + b' + 2h_r) \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h_r = 0,89 \text{ m}$$

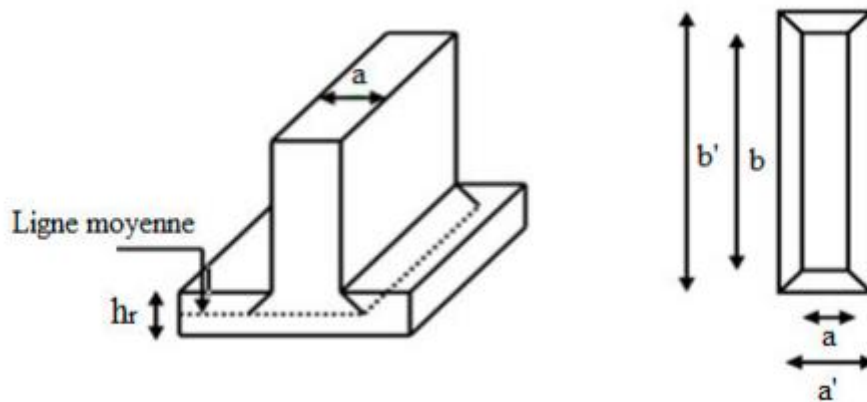


Figure 6-4 : schéma de radier nervure.

- **Condition de non cisaillement :**

D'après le règlement (CBA 93 Art A-5-1) On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{bat}} \times \frac{L_{max}}{2} = 982,02 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow \frac{Vu}{bd} \leq 3,33 \rightarrow \frac{v_u}{0,9 \cdot h \cdot b} \leq 3,33$$

$$h \geq \frac{vu}{3,33 \cdot 0,60 \cdot 0,9} = \frac{982,02}{3,33 \times 0,60 \times 0,9} = 0,595 \text{ m}$$

On adopte : $h_r = 0,89 \text{ m}$

- **Condition de coffrage :**

- **Pour les nervures :**

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow h_p \geq \frac{500}{10} \rightarrow h_p \geq 50 \text{ cm}$$

- **Pour les dalles :**

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \rightarrow h_t \geq \frac{500}{20} \rightarrow h_t \geq 25 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, nous optons pour un radier nervure de dimensions :

$$h_t = 30 \text{ cm}$$

$$h_p = 50 \text{ cm}$$

La surface minimale du radier :

La surface d'emprise du bâtiment est égale à: $S_{bat} = 438,24 \text{ cm}^2$

$$N_u = 89587,3 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 65454,78 \text{ KN}$$

6.4.4 Détermination de la surface nécessaire du radier :

A l'ELU :

$$S_{RAD} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} \rightarrow S_{RAD} \geq \frac{89587,3}{1,33 \times 160} = 420,99 \text{ m}^2$$

A l'ELS :

$$S_{RAD} \geq \frac{N_u}{\sigma_{sol}} \rightarrow S_{RAD} \geq \frac{65454,78}{160} = 409,09 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 438,24 \text{ m}^2$$

$\geq S_{RAD}$ donc la surface du radier est égale à la surface de la structure .

6.4.5 Calcul de débordement :

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right) = 40 \text{ cm}$$

On prend : D = 50 cm.

6.4.6 Les vérifications :

➤ Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

$$w \geq F_s \times \gamma \times z \times s$$

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

$$W = W_{raider} + W_{bâtiment}$$

$$W_{rad} = W_{dalle} + W_{ner}$$

$$W_{dalle} = 438,24 \times 0,3 \times 25 = 3286,8 \text{ KN}$$

$$W_{ner} = 1816,375 \text{ KN}$$

$$W_{rad} = 3286,8 + 1816,375 = 5103,175 \text{ KN}$$

Et on a :

F_s : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement, $F_s=1,5$

γ : Poid volumique de l'eau. (10 KN/m^3)

Z : profondeur de l'infrastructure. ($h= 3,68 \text{ m}$)

S : surface du radier. $S = 438,24 \text{ m}^2$

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 3,68 \times 482,24 = 26619,65 \text{ KN}$$

➤ Caractéristique géométrique du radier :

- Centre de gravité du radier :

$$XG = 13,2 \text{ m}$$

$$YG = 8,3 \text{ m}$$

- Centre de masse de la structure :

$$XG = 12,05 \text{ m}$$

$$YG = 7,37 \text{ m}$$

- L'excentricité :

$$eX = |XR - XS| = 1,15 \text{ m}$$

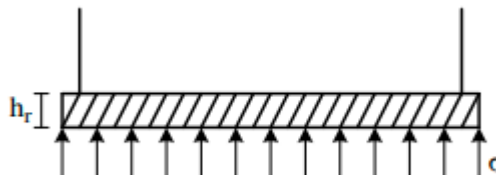
$$eY = |YR - YS| = 0,93 \text{ m}$$

➤ Vérification des contraintes :

Les contraintes sous le radier devront toujours être inférieures ou égales à la contrainte admissible du sol.

Etant donné que les résultantes des charges verticales est centrée sur le radier, le diagramme de réaction du sol est uniforme :

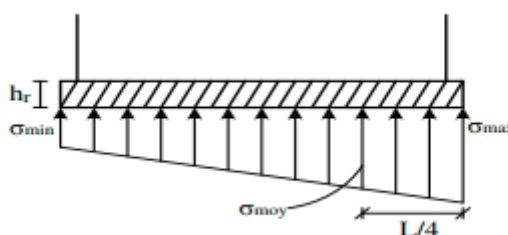
$$\sigma = \frac{N}{S}$$



Vis-à-vis des charges horizontales le diagramme devient trapézoïdal ou triangulaire.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot V}{I}$$



Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : effort normal de calcul.

M : moment d'excentricité dû aux charges verticales. $M = N \cdot C$

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.

Les vérifications seront faites avec une contrainte moyenne prise conventionnellement égale à $\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{adm}.$$

On doit vérifier que :

$$\text{ELU : } \sigma_{moy} \leq 1,33 \times \sigma_{adm}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{moy} \leq \sigma_{adm}$$

$$I_x = \Sigma i_0 + \Sigma (A_i \cdot d_i^2) , \Sigma i_0 = \Sigma \left(\frac{bh^3}{12} \right)$$

$$I_y = \Sigma i_0 + \Sigma (A_i \cdot d_i^2) , \Sigma i_0 = \Sigma \left(\frac{bh^3}{12} \right)$$

d_i : La distance entre centre de masse et centre de rigidité.

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau 6-1 : vérification des contraintes ELU, ELS.

	ELS		ELU	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	45454,78	45454,78	59587,3	59587,3
M (KN.m)	38546,03	25876,19	43309,35	20290,98
V(m)	6,9	9,25	6,9	9,25
I(m ⁴)	30543,57	12076,14	30543,57	12076,14
$\sigma_{max}(KN/m^2)$	112,429	123,541	145,753	151,511
$\sigma_{min}(KN/m^2)$	103,721	83,9007	126,185	120,427
$\sigma_{moy}(KN/m^2)$	112,429	113,630	140,861	143,740
$\sigma_{adm}(KN/m^2)$	160	160	160	160
La condition	cv	Cv	cv	cv

➤ Vérification de la stabilité :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par un effort normal N dû aux charges verticales et a un moment de nervosement M dû sollicitation horizontales.

$$M = M_0 + V_0 \times h$$

Avec :

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.

M_0 : Moment a la base de l'ouvrage.

v_0 : Effort tranchant à la base.

h : profondeur de l'infrastructure.

A cet effet, le radier doit être vérifier :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison $0,8G \pm E$.
- Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison $G + Q + E$.

Les résultats sont affichés dans le tableau suivant :

Tableau 6-2 : vérification des contraintes $G + Q + E ; 0,8G \pm E$

	$0,8G \pm E$		$G + Q + E$	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	66712,66	66712,66	59089,34	59089,34
M (KN.m)	27439,51	20047,32	18514,94	16791,27
V(m)	6,90	9,25	6,9	9,25
I(m ⁴)	30543,57	12076,14	30543,57	12076,14
$\sigma_{max}(KN/m^2)$	158,427	167,584	139,015	147,694
$\sigma_{min}(KN/m^2)$	146,029	136,872	130,650	121,971
$\sigma_{moy}(KN/m^2)$	155,327	159,906	136,923	141,263
$\sigma_{adm}(bar)$	1,6	1,6	1,6	1,6
La condition	cv	Cv	cv	cv

➤ Vérification de stabilité au renversement : RPA 99 version 2003 art.10.15

Le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{L}{4}$$

Avec :

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment du au séisme.

N : charge verticale permanente.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 6-3 : vérification de la stabilité au renversement du radier.

	$0,8G \pm E$		$G + Q + E$	
	longitudinal	transversal	longitudinal	transversal
N (KN)	66712,66	66712,66	59089,34	59089,34
M (KN.m)	27439,51	20047,32	18514,94	16791,27
M/N(m)	0,41	0,30	0,31	0,28
B/4(m)	4,15	6,6	4,15	6,6
La condition	cv	cv	cv	cv

La dalle est calculée comme un plancher inverse, et son support est constitué des voiles de la charpente.

En tenant compte des ventilations des moments selon les conditions données par le BAEL91, le ferrailage sera calculé en flexion simple avec fissuration préjudiciable en raison de la présence de l'eau.

6.5 Ferrailage de la nervure :

La section de la nervure est considérée comme une section en T.

Avec :

b 1 : cette largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser :

- Le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça esquivant à prendre, le 1/10 de la portée.
- La moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives 8h.
- Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées.

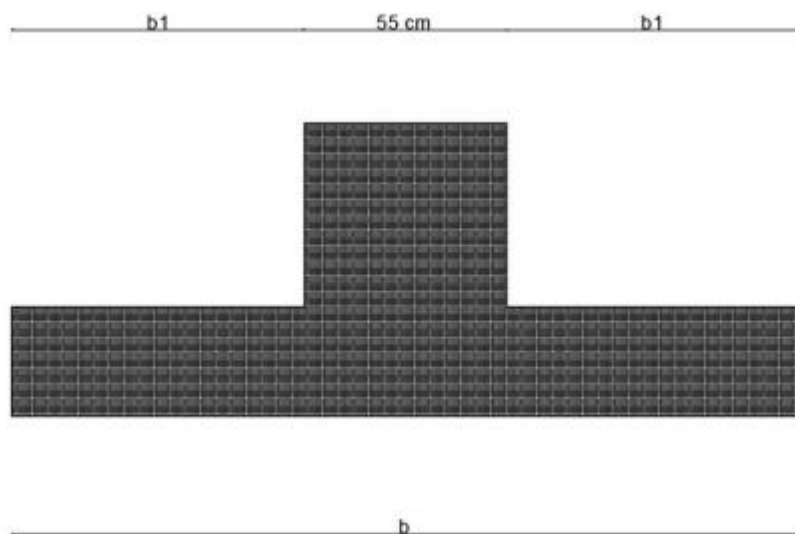


Figure 6-5 : schéma de la section de nervure.

6.5.1 Ferrailage des nervures suivant x-x,y-y :

Sens x-x :

$$M_a = 329,96 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 181,64 \text{ KN.m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = \text{cm}^2$$

$$A_s = 13,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopted: 4HA16+4HA20=20, 61 cm^2 , $S_t=15 \text{ cm}$

Sens y-y :

$$M_a = 514,64 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 289,94 \text{ KN.m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 4,78 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 21,17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopted: 8HA20=25, 12 cm^2 , $S_t = 15 \text{ cm}$

6.5.2 Les vérifications :

A l'ELU :

✓ **Vérification de l'effort tranchant : Art 5.1 BAEL91R99**

Sens x-x :

$$V_u = 428,16 \text{ KN}$$

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

$$d = 72 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa (Fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{0,42816}{0,72 \times 0,65} = 0,911 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,911 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition verifiée}$$

Sens y-y :

$$V_u = 482,42 \text{ KN}$$

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

$$d = 72 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b \cdot d} = \frac{0,48242}{0,72 \times 0,65} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition verifiée}$$

A l'ELS :

✓ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration est préjudiciable, on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma_{bc} = k \cdot y$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \rightarrow I = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2)$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau 6-4 : récapitulé des résultats de contrainte de compression dans le béton.

		Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Kg/cm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
travée	Sens x-x	33,34	20,61	1,006 × 10 ⁵	2,18	3,3	7,2 ≤ 15		Condition vérifier.
	Sens y-y	26,60	21,17	1,5 × 10 ⁶	2,2	1,7	3,7 ≤ 15		
appuis	Sens x-x	51,08	20,61	1,006 × 10 ⁵	2,18	5,07	11,05 ≤ 15		Condition vérifier.
	Sens y-y	29,05	21,17	1,5 × 10 ⁶	2,2	1,9	4,18 ≤ 15		

6.5.3 Espacement : RPA99version2003

Les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement St de :

- Zone nodale :

$$s_t \leq \min(h/4, 12\phi)$$

ϕ : le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire a la résistance.

$$S_t \leq 19,2 \text{ cm} \rightarrow \text{donc: } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{donc : } S_t = 25 \text{ cm}$$

- D'après le BAEL91 :

L'espacement entre les armatures transversales ne doit pas dépasser la valeur suivante :

$$S_t \leq \min(15\phi, 40\text{cm}, \alpha + 10) = 24\text{ cm}$$

Choix des cadres :

$$A_{t\min} \geq 0,003 \times S_t \times b = 2,925\text{cm}^2.$$

On prend : $A_t = 4t10 = 3,14\text{cm}^2$

Schéma ferrailage de radier :

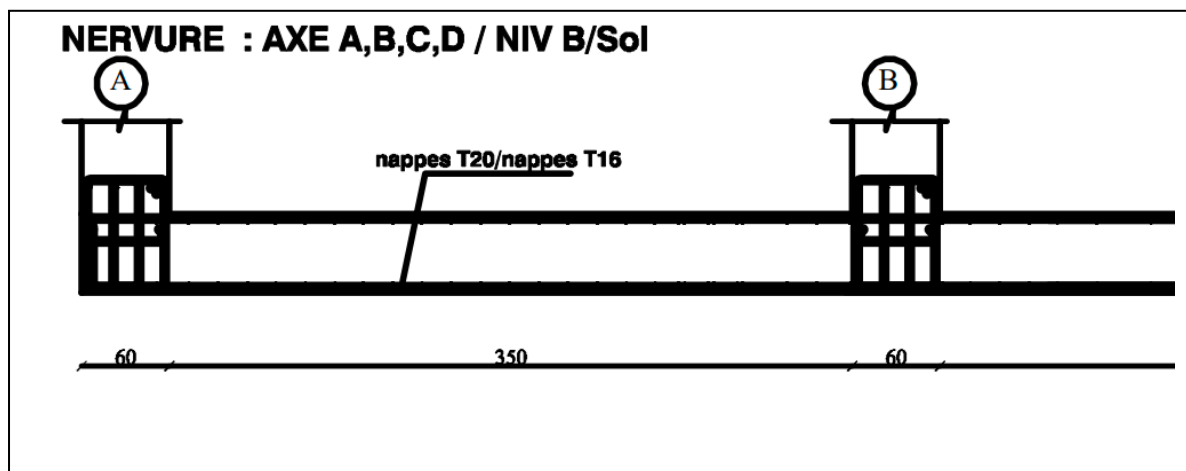


Figure 6-6 : Schéma ferrailage de radier

6.6 Étude du mur de soutènement :

D'après l'article 10.1.2 du RPA/ver2003, l'épaisseur minimale du voile est de 15cm, et d'après l'article 7.7.1 du RPA99/ver2003, l'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre du l entre sol et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$e \geq \max(h_e/25, h_e/22, h_e/20)$$

6.6.1 Calcul du mur de soutènement :

Epaisseur $e \geq 15\text{cm}$

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontaux, verticaux).

6.6.2 Détermination des sollicitations :

Le voile sera modélisé avec logiciel étapes, et sera soumis à la poussée des terres au repos ainsi qu'à la poussée due à une surcharge de $2,5\text{ KN/m}^2$

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

Q: surcharge d'exploitation.

γ :Poid spécifique du sol.

φ : angle de frottement inter du sol.

k_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.

6.6.3 Calcul des forces de poussée sur le mur : Poussée due au poids des terres :

Cette charge est variable selon la hauteur du voile.

$$p_t = k_0 \times \gamma \times z$$

$$\checkmark \quad 0 < z < 1,22m$$

$$p_t(z = 0) = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$p_t(z = 1,22) = 0,5 \times 18 \times 1,22 = 10,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \quad 1,22 < z < 2,46m$$

$$p_t(z = 1,22) = 10,98 \text{ KN/m}^2$$

$$p_t(z = 2,46) = 0,5 \times 18 \times 2,46 = 22,14 \text{ KN/m}^2$$

$$\checkmark \quad 2,46 < z < 3,68m$$

$$p_t(z = 2,46) = 23,4 \text{ KN/m}^2$$

$$p_t(z = 3,68) = 0,5 \times 18 \times 3,68 = 33,12 \text{ KN/m}^2.$$

Poussée due à la surcharge :

$$\checkmark \quad 0 < z < 3,68m$$

$$p_s = k_0 \times Q = 2,5 \times 0,5 = 1,25 \text{ KN/ml}$$

6.6.4 Calcul du ferrailage du mur de soutènement :

Le ferrailage se fera en flexion simple avec fissuration préjudiciable, pour une bande de section $(100 \times 20) \text{ cm}^2$

6.6.4.1 Ferrailage verticale :

$$A = 4,82 \text{ cm}^2$$

Section minimale d'armatures :

- RPA99 version 2003/BAEL91 :

$$A_{min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- BAEL 91 :

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres :

$$A_u = 4,82 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

6.6.4.2 Ferrailage horizontale :

$$A = 2,73 \text{ cm}^2$$

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure.

Section minimale d'armatures :

- RPA99 version 2003/BAEL91 :

$$A_{min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$$

- BAEL 91 :

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 1,6 \text{ cm}^2/ml$$

Choix des barres :

$$A_u = 2,73 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on adopte: } 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

6.6.5 Vérification :

A l'ELS :

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \rightarrow I = \frac{by^3}{3} + 15(A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2)$$

$$Y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau 6-5 : recapitule des résultats de contrainte de compression dans le béton.

Sens	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (Kg/cm ³)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Sens x-x	10,75	5,65	$7,60 \times 10^3$	5,03	1,41	7,09	15	Condition vérifier.
Sens y-y	19,02	5,65.	$7,60 \times 10^3$	5,03	2,69	10,5	15	Condition vérifier.

Schéma de ferrailage :

On obtient deux nappes de même ferrailage

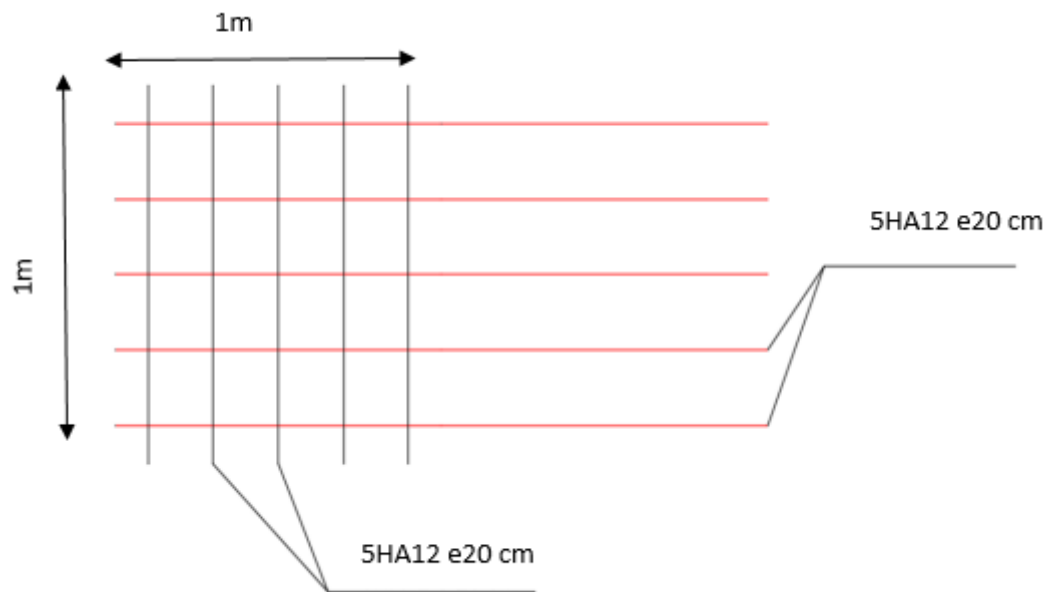


Figure 6-7 : schéma de ferrailage pour une nappe du voile .

Conclusion générale :

Le projet de fin d'études est une étape importante dans le cycle de formation de l'ingénieur. En fait, c'est une bonne occasion pour nous d'appliquer les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'études. Cette expérience nous permet d'approfondir notre spécialité et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de connaître les étapes à suivre et d'appliquer les règlements en vigueur dans l'étude d'un bâtiment en béton armé.

Lors de notre travail, nous avons d'abord considéré le lieu d'implantation de notre ouvrage, qui est une zone de sismicité élevée. Ainsi, après avoir effectué un dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre principale préoccupation a été de choisir le meilleur système de contreventement. Suite à l'application des règlements parasismiques algériens, nous avons adopté un système de contreventement par voiles porteurs pour la reprise des charges horizontales dues au séisme. La disposition des voiles a été un compromis entre la fonctionnalité de la structure et une meilleure conception sismique.

L'utilisation du logiciel de calcul et d'analyse des structures (ETABS) nous a permis de nous familiariser avec l'outil informatique, comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été effectué selon le règlement BAEL. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général, connu pour sa combinaison entre l'aspect technique et économique, qui est notre objectif recherché.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions présentes dans le règlement que nous avons utilisé, apportera de l'aide aux prochaines promotions.

Bibliographie :

❖ Règlements :

- RPA99/Version 2003 (règlements parasismiques algérienne).
- CBA93 (règles de conception et de calcul des structures en BA).
- DTR B.C.2.2 (document technique réglementaire charges et surcharges).
- BAEL91/Version 99 (béton armé aux états limites).
- DTR BC2.33.2 (règles de calcul des fondations superficielles).

❖ Cours et mémoires :

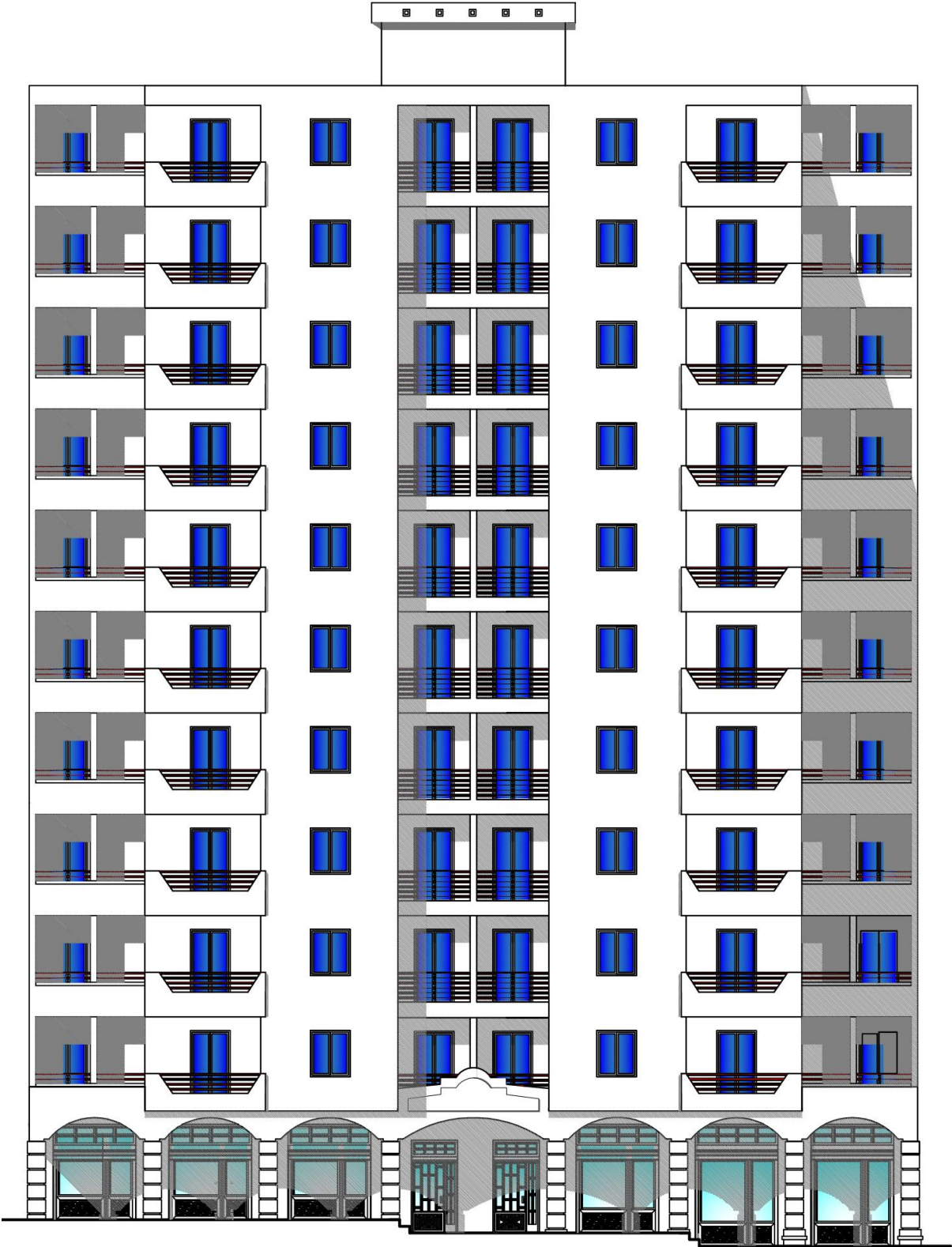
- Cours de béton armé 3^{ème} année.
- Cours de résistance des matériaux 3^{ème} année.
- Cours de calcul des structures en BA master1.
- Cours de conception et techniques master1.
- Mémoires et thèses des promotions précédentes.

❖ Logiciels :

- ETABS V9.7.0 : (étude dynamique et sismique, détermination des efforts).
- AUTOCAD 2016 : (dessin et conception des plan).
- SOCOTEC : (calcul de ferrailage).
- WORD 2019 : (traitement des textes).
- EXEL 2019 : (calcul).

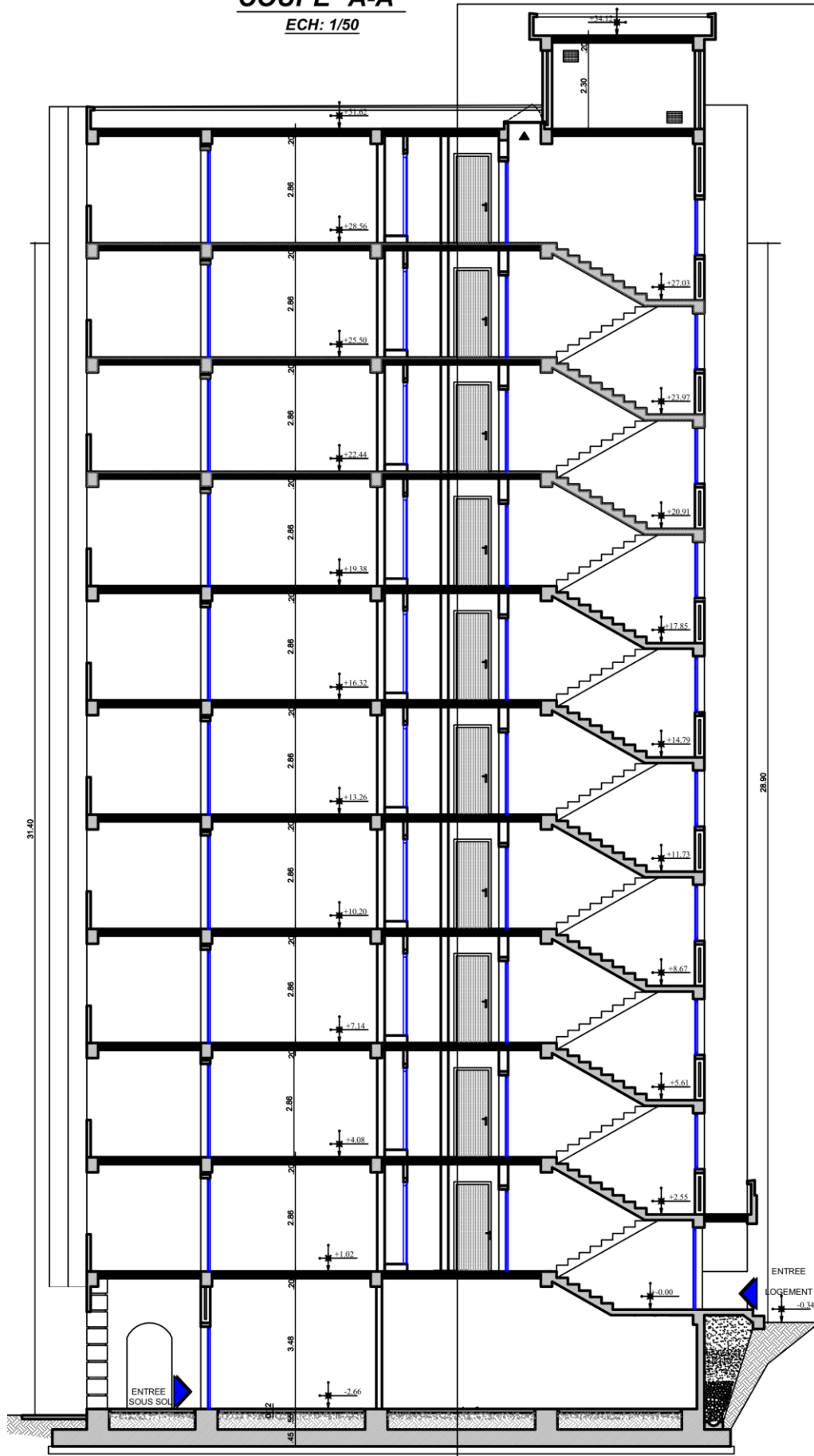
FAÇADE PRINCIPALE

ECH: 1/50



COUPE *A-A*

ECH: 1/50



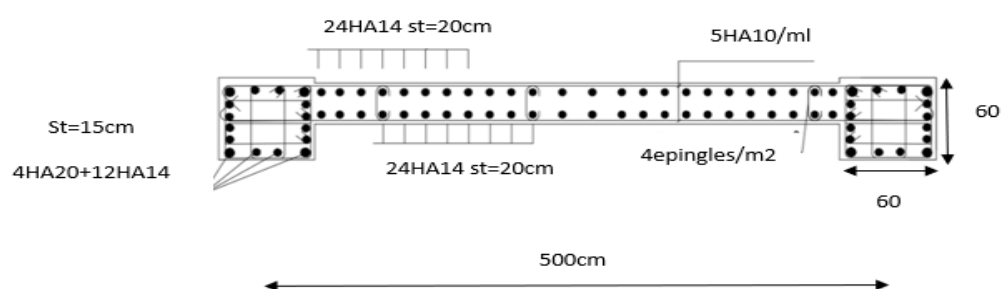
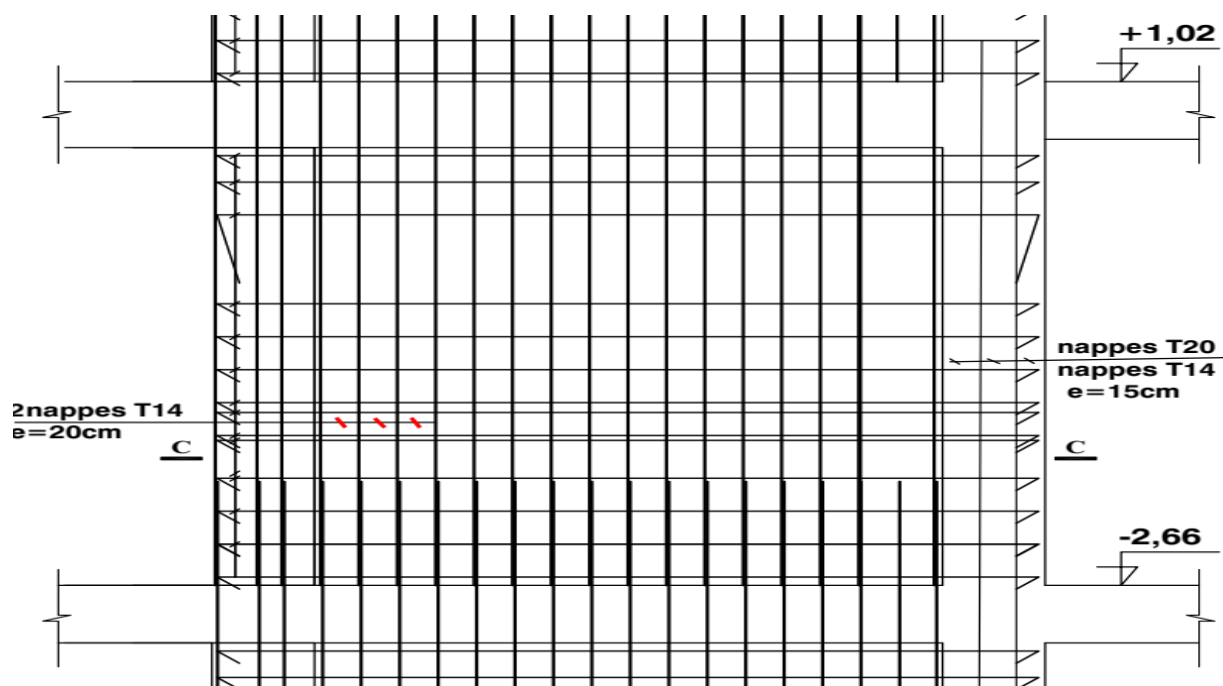


Schéma ferrailage du voile VL5
