

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR-ANNABA
BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - Annaba

Faculté : Sciences de l'ingénieur

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : structure

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

**ETUDE D'UN BATIMENT R+9 AVEC ENTRE SOL EN
BETON ARME A USAGE HABITATION ET COMMERCIAL**

Présenté par: **DAFRI BESMA**

BOUCHOUCHA MEISSOUNE

Encadrant: **Dr KEBAILI BACHIR Université Badji Mokhtar - ANNABA**

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
Mme HACENE CHAOUCH YOUSRIA	M.A.A	Badji Mokhtar Annaba	Président
Mr KEBAILI BACHIR	M.C.B	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant

MrDJEGHABA KAMEL

Professeur

BadjiMokhtar Annaba

Examineur

AnnéeUniversitaire : 2020/2021



◆Remerciements◆

- ◆ Nous tenons tout d'abord, rendre grace au **bon dieu** qui nous a donné la force , la patience et la volonté d'accomplir ce travail que nous soumettons à l'appréciation et l'évaluation de cet honorable jury .
- ◆ nous remercions également **nosparents** pour leurs soutiens permanents, pour avoir déployé tant d'effort, ainsi que pour leur encouragement dans les durs moments d'incertitude.
- ◆ Ensuite nous remercions notre encadreur **MrKEBAILI Bachir**pour son effort, pour son sens de responsabilité et pour tous les conseils qu'il nous a prodigués durant notre parcours de mémoire.
- ◆ Nous remercions tous les membres de bureau **BET CENDO** pour leurs orientations, en particulier**Melle ImeneDjeghaba**.
- ◆ Nos remerciements à notre professeur **Mr ATHMANIAllaedine** pour sa disponibilité et ses conseils précieux.
- ◆ Nous remercions également les membres du jury d'avoir bien voulu examiner notre travail.
- ◆ Enfin on tient également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'études.

◆Résumé◆

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un RDC + 9 étages plus entre- sol, à usage commercial et habitation. Sa structure est implantée à EL CHABIA EL BOUNI, wilaya d'Annaba. Cette région est classée en zone II.a Selon le Règlement Parasismique Algérien.

Cette étude se compose de **cinq chapitres:**

- **Premier chapitre :** description générale du projet, avec une présentation de l'aspect architectural et les caractéristiques géométriques et mécaniques des éléments.
- **Deuxième chapitre :** pré-dimensionnement des éléments et descente des charges.
- **Troisième chapitre :** modélisation et étude dynamique de la structure à l'aide du logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanente, d'exploitation et charge sismique).
- **Quatrième chapitre :** dimensionnement et ferrailage des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, escaliers, poutrelles, balcons et acrotères), en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/V2003.
- **Cinquième chapitre :** étude de l'infrastructure (modélisation et ferrailage de la fondation)

SOMMAIRE :

CHAPITRE I :PRESENTATION DU PROJET

I.1	Présentation de l'ouvrage.....	01
I.2	caractéristiques géométriques.....	02
I.3	conception structurale	02
I.3.1.	L'ossature.....	02
I.3.2.	Les planchers.....	02
I.3.3.	Escalier.....	02
I.3.4.	Maçonnerie.....	02
I.3.5.	Balcon.....	03
I.3.6.	Acrotère.....	03
I.3.7.	Revêtement	03
I.4	Données géotechniques	03
I.5	Règlements et documents utilisés.....	03
I.6	Plans d'architecture.....	04
I.7	Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	05
I.7.1	béton.....	05
I.7.1.1	Définition	05
I.7.1.2	Résistance caractéristique à la compression	06
I.7.1.3	Résistance caractéristique à la traction.....	06
I.7.2	Les Aciers.....	06
I.7.2.1.	Définition	06
I.7.2.2.	Caractéristiques des aciers utilisés	06

CHAPITRE II:PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1	Introduction	08
II.2	Pré-dimensionnement du plancher.....	08
II.2.1	Déterminationde l'épaisseur du plancher à corps creux.....	08
II.2.2	Disposition poutrelles	09

II.2.3	Pré-dimensionnement poutrelles	09
II.3	Pré-dimensionnement des poutres.....	10
II.4	Pré-dimensionnement des poteaux.....	11
II.4.1	Choix préalable des sections.....	11
II.4.2	Descente de charge.....	11
II.4.3	Calcul de la section des poteaux.....	12
II.5	Pré-dimensionnement des voiles.....	14
II.5.1	La disposition	14
II.5.2	L'épaisseur.....	15
II.5.3	La longueur.....	16
II.6	pré-dimensionnements escalier.....	16
II.7	pré-dimensionnements balcon.....	17
II.8	pré-dimensionnements acrotère.....	17
II.9	évaluation des charges et des surcharges	18
II.9.1	Planchers.....	18
II.9.2	Balcon.....	20
II.9.3	Escalier.....	20
II.9.4	Murs double parois en brique creuse	21
II.9.5	Acrotère	22

CHAPITRE III: MODÉLISATION ET ÉTUDE SISMIQUE

III.1	Introduction.....	24
III.2	Modélisation.....	24
III.3	Méthode de calcul des forces sismique.....	25
III.4	Résultats de l'analyse modale.....	27
III.5	vérifications réglementaires.....	28
III.5.1	estimation de la période fondamentale.....	28
III.5.2	résultante des forces sismiques.....	29
III.5.3	vérification de l'excentricité.....	34
III.5.4	déplacements latéraux inter-étages.....	35
III.5.5	déplacements au sommet.....	36

III.5.6	justification vis-à-vis e l'effet P.Δ.....	36
III.5.7	vérification aux renversements.....	38
III.6	Conclusion	38
CHAPITRE IV: DIMMENSIONNEMENTS DES ELEMENTS ELU-ELS-ELA		
IV.1	Poutre.....	40
IV.1.1	Définition.....	40
IV.1.2	Calcul du ferrailage.....	40
IV.1.3	Vérification aux états limites (ELU, ELS).....	43
IV.1.4	Disposition constructive.....	45
IV.2	Poteaux.....	49
IV.2.1	Définition.....	49
IV.2.2	Calcul de ferrailage.....	49
IV.2.2.1	Ferrailage longitudinal.....	49
IV.2.2.2	Ferrailage transversal.....	52
IV.2.3	Vérification poteau sous sollicitations tangentes.....	53
IV.2.4	Disposition constructive.....	54
IV.3	Voile.....	57
IV.3.1	Définition.....	57
IV.3.2	Ferrailage.....	57
IV.3.2.1	Armatures verticaux.....	57
IV.3.2.2	Armatures horizontaux.....	57
IV.3.3	Calcul de voile.....	58
IV.3.4	Vérification de voile.....	59
IV.4	Plancher à corps creux.....	60
IV.4.1	Ferrailage des poutrelles.....	60
IV.4.2	Ferrailage de la dale de compression.....	62
IV.5	Balcon.....	63
IV.6	Escalier.....	65
IV.6.1	calcul des sollicitations	65
IV.6.2	Verification de la fleche.....	66

IV.7	Acrotère.....	68
-------------	---------------	----

CHAPITRE V: ETUDE INFRASTRUCTURE

V.1	Introduction.....	70
V.2	Choix du type de fondation.....	70
V.3	Prédimensionnements radier – nervure	70
V.4	Modélisation foundation - sol.....	71
V.5	Vérification de la contrainte du sol.....	71
V.6	Vérification de la stabilité au renversement.....	72
V.7	Ferraillage du radier-nervure.....	72
	V.7.1 ferraillage de la dalle.....	73
	V.7.2 ferraillage des nervures	76

PLANS COFFRAGE

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE.

NOMENATURE DES SIGLES ET ABREVIATIONS :

B.A.E.L: Béton Armé aux Etats Limites

R.P.A : Règles parasismiques algériennes

C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

D.T.R: Document Technique Réglementaire

E.L.U: Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

E.L.A : Etat Limite Accidentel

G: Charge permanente

Q : charge d'exploitation

H.A: Haute Adhérence

T.S : Treillis soudé

kN: kilo Newton

ml :mètrelinéaire

MPa :Méga Pascal

RDC : Rez De Chaussée

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression donnée en (MPa)

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa)

σ_c : Contrainte de compression du béton

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\overline{\tau_u}$: Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L

F_t : force de traction

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

N_u : Effort normal à l'ELU

N_s : Effort normal à l'ELS

V_u : Effort tranchant à l'ELU

M_u : Moment fléchissant à l'ELU

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

A_s : Section d'armatures

A_s : Section d'armatures

\emptyset : Diamètre en (mm)

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales

Δ_{ft} : La flèche

Δ_{fadm} : La flèche admissible

S_t : Espacement des armatures

d : Hauteur utile

λ_g : L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I.1 : caractéristique des aciers utilises.....	06
Tableau II.1 : Récapitulatif du pré-dimensionnement des poutres.....	10
Tableau II.2 : Récapitulatif du pré-dimensionnement poutre (valeurs).....	11
Tableau II.3 : Dimensionnement des poteaux par la condition d'effort réduit.....	13
Tableau II.4 : Sections préalables poteaux.....	13
Tableau II.5 : Evaluation des charges du plancher Terrace (inaccessible).....	18
Tableau II.6 : Evaluation des charges du plancher Terrace (accessible).....	19
Tableau II.7 : Evaluation des charges du plancher étageS courants	19
Tableau II.8 : Evaluation de charge balcon.....	20
Tableau II.9 : Evaluation de charge de la volé.....	20
Tableau II.10 : Evaluation de charge de palier.....	21
Tableau II.11 : Evaluation de charge murs extérieures.....	21
Tableau II.12 : Evaluation de charges permanente acrotère.....	22
Tableau III.1 : Période et participation massique	27
Tableau III.2 : Valeurs du coefficient C_t	28
Tableau III.3 : Coefficient d'accélération A.....	29
Tableau III.4 : Coefficient de comportement global de la structure.....	30
Tableau III.5 : Valeurs de pénalité P_q	31
Tableau III.6 : Valeurs de T_1 et T_2	31
Tableau III.7 : Valeurs de ξ (%).....	32
Tableau III.8 : Valeurs du coefficient de pondération β	33
Tableau III.9 : Force sismique à la base	33
Tableau III.10 : Vérification de l'effort sismique	33
Tableau III.11 : Vérification de l'excentricité.....	34
Tableau III.12 : Vérification des déplacements.....	35
Tableau III.13 : Vérification des déplacements max au sommet.....	36
Tableau III.14 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	37
Tableau III.14 : Vérification au renversement.....	38
Tableau IV.1 : Sollicitations maximales dans les poutres.....	31

Tableau IV.2 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	42
Tableau IV.3 :Sollicitations maximales (KN.m) et ferrailage des portes à faux.....	42
Tableau IV.4 :espacement des cadres des poutres.....	43
Tableau IV.5 :Longueur de la zone nodale des poutres.....	43
Tableau IV.6 :Vérification des contraintes tangentielle.....	44
Tableau IV.7 :Sollicitations maximales dans les poteaux.....	51
Tableau IV.8 :Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	52
Tableau IV.9 :L'espacement des cadres des poteaux.....	52
Tableau IV.10 :La longueur de la zone nodale des poteaux.....	53
Tableau IV.11 :Vérification poteau sous sollicitation tangentielle.....	54
Tableau IV.12 :Ferrailage voile.....	58
Tableau IV.13 :sollicitation maximales dans les poutrelles(KN.m).....	61
Tableau IV.14 :Ferrailage des poutrelles.....	62
Tableau IV.15 :Sollicitations maximales dans la dalle pleine.....	63
Tableau IV.16 :Ferrailage balcon (cm ²).....	63
Tableau IV.17 : sollicitation d'escalier (KN.m) et ferrailage.....	66
Tableau V.1 :Sollicitations du radier (KN.m).....	73
Tableau V.2 :Ferrailage du radier (cm ²).....	74
Tableau V.3 :Ferrailage des nervures.....	77

LISTE DES FIGURES :

Figure I.1 :Vue 3D de bâtiments.....	01
Figure I.2 plan d'architecture de RDC.....	04
Figure I.3 plan d'architecture du premier étage.....	04
Figure I.4 plan d'architecture du 2-9^{ème} étage.....	05
FigureII.1 :Plancher à corps creux.....	08
Figure II.2 :Disposition des poutrelles.....	09
Figure II.3 :Coupe transversale d'une poutrelle.....	10
Figure II.4 :résultats de la descente des charges.....	12
Figure II.5 :vue perspective de voile.....	14
Figure II.6 :Voile avec deux abouts sur des poteaux.....	15
Figure II.7 :Voile avec un seul about sur un Poteau.....	15
Figure II.8 :voile à abouts libres.....	15
Figure II.9 :Terminologie de l'escalier	16
Figure II.10 :Dimension de l'acrotère.....	18
Figure III.1 :Modélisation 3D de la structure sur ETABS.....	24
Figure III.2 : Disposition des voiles.....	26
Figure IV.1 :Diagramme des sollicitations dans les poutres(KN .m).....	41
Figure IV.2 :Zone nodale poutre.....	43
Figure IV.3 :Diagramme des efforts tranchants dans les poutres.....	44
Figure IV.4 : ferrailage poutre principale RDC.....	46
Figure IV.5 : Ferrailage poutre principale étage.....	47
Figure IV.6 : Ferrailage poutre secondaire RDC.....	48
Figure IV.7 :Diagramme des sollicitations dans les poteaux à ELU.....	50
Figure IV.8 :Diagramme des sollicitations dans les poteaux à ELS.....	51
Figure IV.9 : zone nodale poteau RPA99.V2003.....	53
Figure IV.10 : Ferrailage Poteau.....	53
Figure IV.11 Coupe 1-1 ferrailage Poteau.....	56
Figure IV.12 Coupe 2-2 ferrailage Poteau.....	56
Figure IV.13 Coupe 3-3 ferrailage Poteau.....	56

Figure IV.14 : Sollicitation dans le voile V1.....	58
Figure IV.15 : Ferrailage voile.....	60
Figure IV.16 : Cartographie des plancher (M22).....	61
Figure IV.17 : Ferrailage dalle corps creux RDC.....	62
Figure IV.18 : Ferrailage dalle corps creux étage.....	63
Figure IV.19 : Ferrailage balcon.....	64
Figure IV.20 : schéma statique de l'escalier.....	65
Figure IV.21 : Chargement de l'escalier.....	65
Figure IV.22 : Ferrailage volée 01.....	67
Figure IV.23 : Ferrailage volée 02.....	67
Figure IV.24 : Ferrailage acrotère	68
Figure V.1 : Vue en 3D du radier.....	71
Figure V.2 : Contrainte sous radier (MPa).....	72
Figure V.3 : Sollicitations du radier (ELS).....	73
Figure V.4 : Ferrailage nappe supérieure radier	75
Figure V.5 : Ferrailage nappe inférieure radier.....	75
Figure V.6 : Coupe A-A Ferrailage radier.....	76
Figure V.7 : Diagramme moment fléchissant des nervures.....	76
Figure V.8 : ferrailage de nervure.....	78
Figure V.9 : coupe A-A ferrailage de nervure.....	79
Figure V.10 : coupe B-B ferrailage de nervure.....	79

◆Introduction général◆

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de construction civiles, l'ingénieur en génie civil s'occupe de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages.

Par ailleurs, un ouvrage doit être conçu d'une manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation une sécurité appropriée vis à vis de sa ruine et gardé un bon comportement en service vis à vis de sa durabilité, son aspect architectural, ou encore le confort de ses usagers.

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation est un avantage d'économie, car il est moins cher par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec d'autres avantages:

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré de vie)
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commerce, implanté dans une zone de moyenne sismicité, comportant un entresol, un RDC et 9 étages.

Chapitre I

◆PRESENTATION DU PROJET◆

I.1. Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment en question s'inscrit dans le cadre du projet de réalisation d'EL CHABIA II.Lot N°223.Partie/ilot : 194.EL BOUNI. ANNABA- wilaya d'Annaba classé en zone moyenne sismicité zone II selon l'RPA99 et l'additif 2003.

Notre travail se résume en une étude technique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, nous nous intéressons dans ce projet à étudier un seul bloc de R+9+ente sol à usage commercial et habitation.

- L'entre sol et RDC sont destinés à être des locaux commerciaux.
- Les étages à usage d'habitation avec 2 appartements par étages (F4).



Figure I.1: Vue 3D du bâtiment.

I.2. Caractéristique géométrique :

Les dimensions du bâtiment sont :

❖ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur du RDC **3,74 m**
- Hauteur des autres étages **3,06 m**
- Hauteur totale de bâtiment **31,28 m**

❖ **Dimensions en plans:**

- Longueur totale du tour à la base **21,50 m**
- Largeur totale du tour à la base **14,50 m**

I.3. Conception structurelle :

I.3.1. L'ossature :

Vu la hauteur du bâtiment, et d'après l'article **3.4.A.3 RPA99/v2003**, le contreventement dans ce cas-là doit être assuré par un des voiles rigides.

I.3.2. Les planchers :

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux, vu que nous recherchons l'isolation (usage habitation) et la légèreté.

I.3.3. Escaliers :

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées avec un palier de repos

I.3.4. Maçonnerie :

❖ **Murs extérieurs:**

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de briques creuses de 15+10 cm d'épaisseur séparées par une âme d'air de 5 cm.

❖ **Murs intérieurs (Cloison):**

Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10 cm.

I.3.5. Le balcon :

Les balcons travaillent comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, donc ils seront réalisés en dalle pleine

I.3.6. Acrotère :

C'est élément en béton armé pour :

- Terrasse accessible dont la hauteur est de 1 m.
- Terrasse non accessible de hauteur de 60cm.

I.3.7. Revêtement :

- Enduit de ciment pour les murs extérieurs et les cloisons
- Carrelage pour les planchers
- Marches et contre marches en granito pour les escaliers
- Enduit en plâtre pour les plafonds
- Les planchers terrasses seront recouverts par une étanchéité multicouche imperméable.

I.4. Données géotechnique :

Dans notre étude nous avons considéré que le sol d'assise de la construction est un sol meuble (site 3) avec une profondeur de 4m, $\sigma_{Sol} = 2$ bars telle qu'il est indiqué au rapport desol.

I.5. Règlement et document utilisé :

Le calcul de cet ouvrage sera conforme aux règlements et documents suivants :

- **DTR-BC 2.2** (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- **DTR-BC 2.41** (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé : CBA93).
- **DTR-BC 2.48** (Règlement parasismique algérien RPA99/version2003).
- **DTR-BC 2.331** (Règle de calculs des fondations superficielles).

I.6 Plans d'architectures :

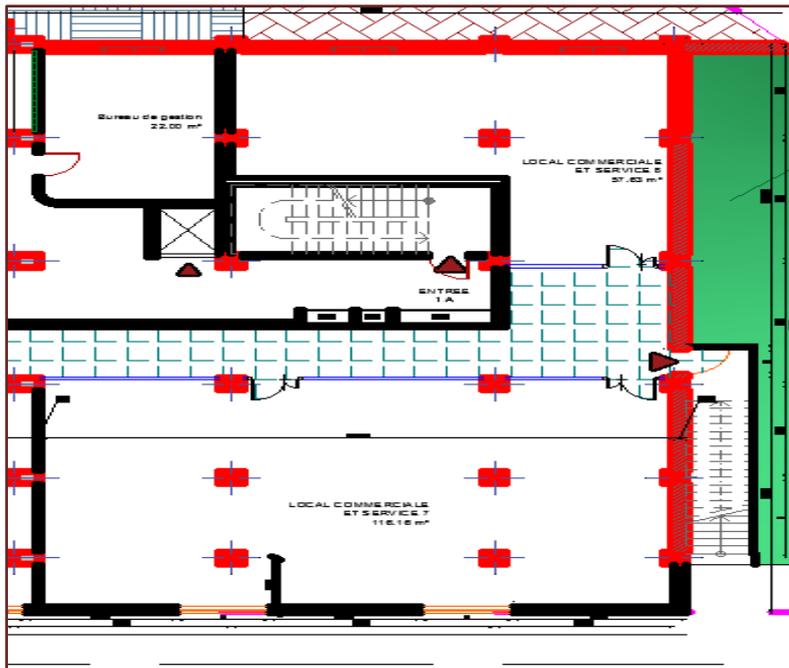


Figure I.2 plan d'architecture de RDC

Le plan de RDC comprend deux locaux commerciaux d'une surface de 116 m² et de 57 m², et un bureau d gestion d 22m².

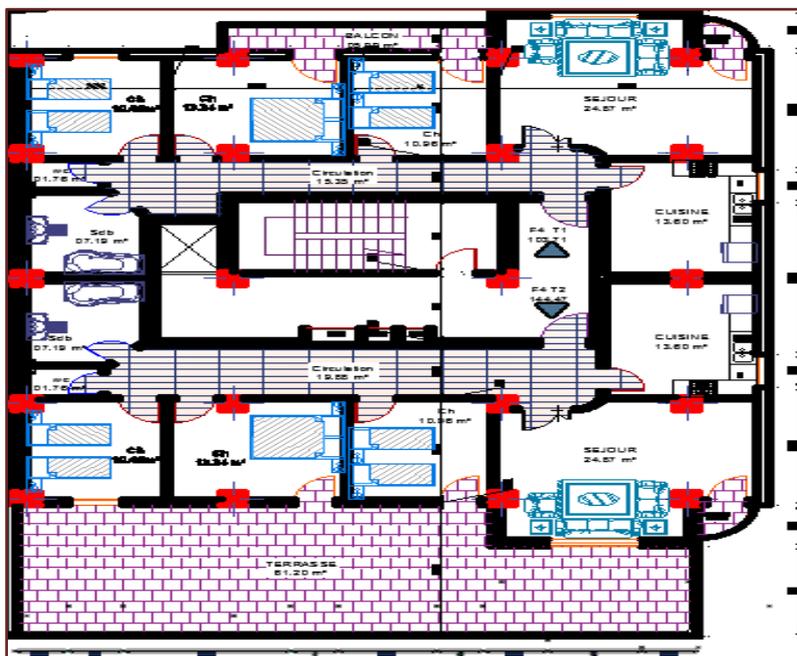


Figure I.3 plan d'architecture du premier étage

Le plan de premier étage est constitué de deux appartements F4 dont la surface est de 107m², l'une d'appartements comprend une Terrasse de 61 m², une cage d'escalier juste au milieu.

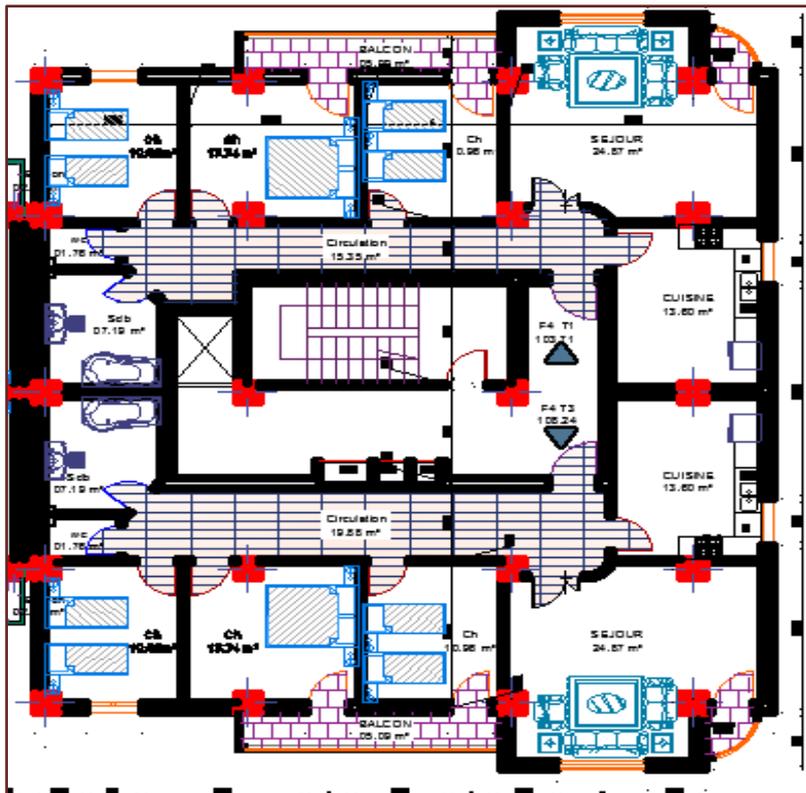


Figure I.4 plan d'architecture du 2-9^{ème} étage

Le plan du 2 jusqu'au 9^{ème} étagesont les mêmes il comprend deux appartements F4 dont la surface est de 107 m² et une cage d'escalier juste au milieu.

I.7.Caractéristique mécanique des matériaux :

La structure de notre bâtiment est conçue avec la combinaison de béton et d'acier, donnantun béton armé, fabriqué par centrale à béton.

I.7.1. Béton :

I.7.1.1 Définition :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

➤ Ciment:

Le ciment joue le rôle de liant. Sa qualité et sa particularité dépend des proportions de calcaire et d'argile, dans notre projet nous avons adopté un CEM II, pour non agressivité du sol comme elle est mentionnée au rapport de sol pour sa résistance.

➤ Granulats:

Les granulats comprennent sable et gravier :

- Sables:

Les sables sont constitués par des grains provenant de la désagrégation des roches.

La grosseur de ses grains est généralement inférieure à 5mm.

- Gravier:

Ils sont constitués de grains rocheux dont la grosseur est généralement comprise entre 5 et 25/30 mm

Ils doivent être durs, propres et non gélives. Ils peuvent être extraits du lit de rivière (matériaux roulés) ou obtenus par concassage de roches dures

I.7.1.2 Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression notée f_{cj} .

$$F_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

I.7.1.3 Résistance caractéristique à la traction :(art 2.3.3.1.BAEL91)

La résistance caractéristique à la traction du béton à $\langle j \rangle$ jours notée f_{tj} est conventionnellement définie par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06.f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

I.7.2 Les aciers :

I.7.2.1. Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers ronds lisses (RL) pour 0.15 à 0.25 de carbone.
- Aciers de haute adhérence (HA) pour 0.25 à 0.40 de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.7.2.2. Caractéristiques des aciers utilisés :

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité f_e [MPa]
Acier long/transv	FeE400	HA	400
treillis soudé	TS 500	TS	500

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

Chapitre II

◆PRE- DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS◆

II.1.Introduction :

Le but du pré dimensionnement est principalement “ le pré calcul ” des sections des différents éléments résistants en utilisant les règlements **RPA99/ version 2003** et **C.B.A 93 (B.A.E.L 91)**. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux sollicitations. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement.

II.2. Pré dimensionnement du plancher :

II.2.1. Détermination de l’épaisseur du plancher à corps creux :

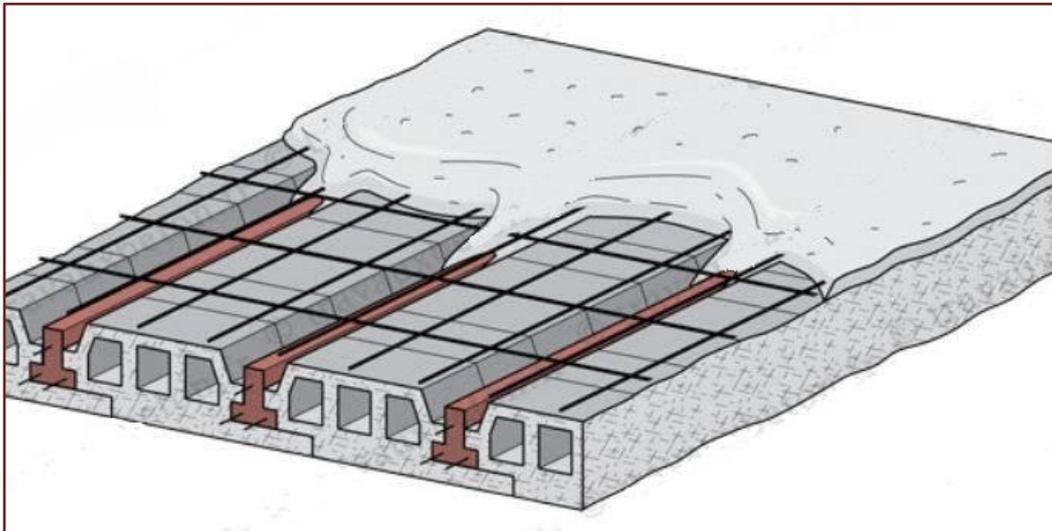


Figure II.1 Plancher à corps creux

⇒ L’épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22.5} \quad h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{CBA93art 6.8.4.2.4}$$

Avec

L : la portée maximal entre nus d’appuis

H_t : hauteur totale du plancher

$$H_t \geq \frac{4.50}{22.5} = 0.2\text{m}$$

On adopte un plancher d’une épaisseur de $h_t = 20\text{cm}$ soit (16+4)

II.2.2. Disposition des poutrelles :

Pour la disposition des poutrelles, le choix du sens de disposition se fait par :

- **la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

La disposition des poutrelles retenue dans notre projet comme suit :

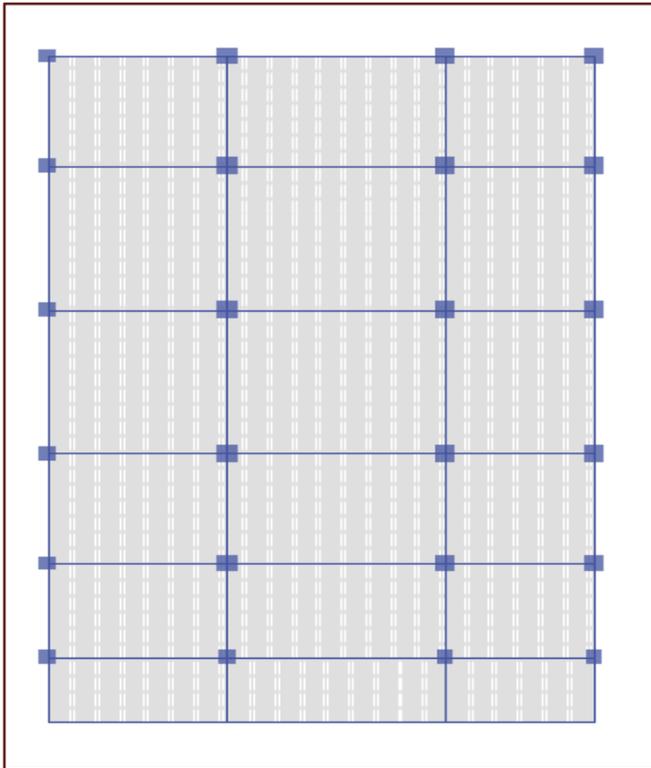
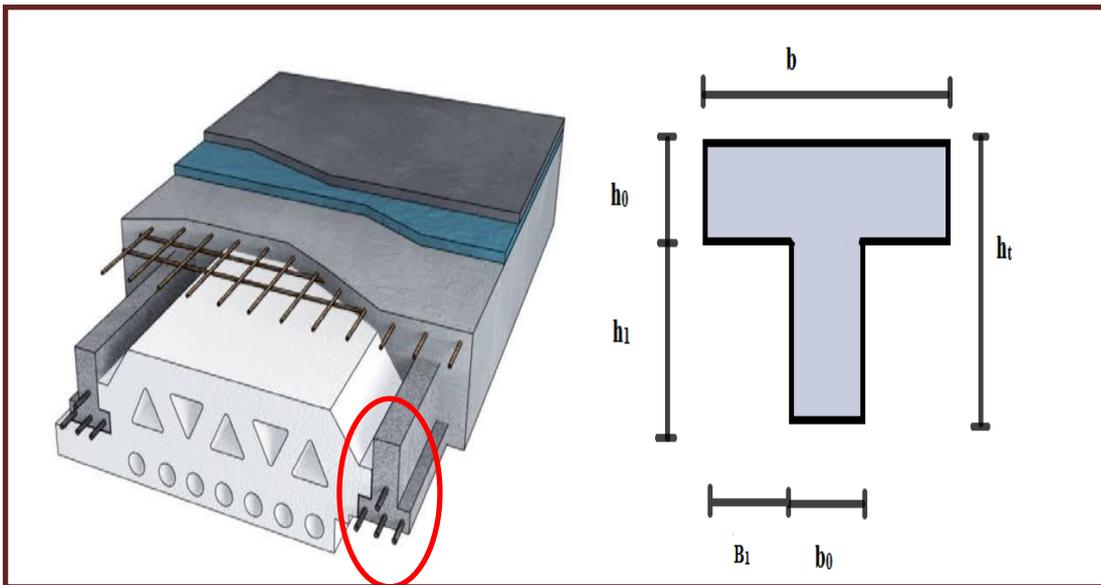


Figure II.2 : Disposition des poutrelles.

II.2.3. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont **STANDART**, elles forment une section en « T »

- Le corps creux le plus couramment utilisé est de dimension **50cm**



Figures II.3 coupe transversale d'une poutrelle

$b=60\text{cm}$ $h_0=4\text{cm}$ $h_1=16\text{cm}$ $h_t=20\text{cm}$ $B_1 = 25$ $b_0=10\text{cm}$

II.3. Pré dimensionnement des poutres:

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé supportant les charges et surcharges. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91** et vérifie les dimensions données par le **RPA2003 version 2003**.

Nous distinguons les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage. et la vérification doit être :

RPA 99{§7.5.1}	BAEL 91
$B \geq 20$ [cm]	$L/20 \leq h \leq L/10$ $L/16 \leq h$ $0.3 h < b < 0.7 h$
$H \geq 30$ [cm]	
$h/b \leq 4$	
$B_{max} \leq 1.5 + b_1$	

Tableau II.1. Récapitulatif du pré dimensionnement des poutres

	L_{max} (Cm)	Section adopté	
		B (cm)	H(cm)
Poutreprincipale	575	30	45
Poutresecondaire	460	30	35

Tableau II.2. Récapitulatif du pré dimensionnement des poutres { valeur }

II.4.Pré-dimensionnement des Poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité. L'objectif est d'obtenir une section de poteau selon des règles RPA2003 en fonction des sollicitations de calcul en compression simple àELS.

II.4.1Choix préalable des sections :

Selon l'RPA 2003 article 7.4.1 les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\min (b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm}$$

Pour la **zone IIa** $\left\{ \begin{array}{l} \min (b_1 ; h_1) \geq h_c/20 \end{array} \right.$

$$0.25 < b_1 / h_1 < 4$$

II.4.2.Déscente de charge :

La descente de charge se fait du niveau le plus haut vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations)

Les résultats de la descente de charge calculée par ETABS sont donnés dans la figure suivante



Figure II.4 Résultat de la descente des charges

II.4.3 Calcul de la section des poteaux :

D’après l’article 7.4.3.1 de RPA2003 l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_s}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : **B** : section du poteau

F_{c28} : contrainte de la compression a 28j (F_{c28}= 25MPa)

$$\Rightarrow \text{Nous obtenons } B \geq 1.33 N_s \text{ (B en cm}^2 \text{ et } N_s \text{ en KN)}$$

Niveau	N(KN)	B (cm ²) suivant la condition	Section adopté		b*h (cm ²)
			h (cm)	b (cm)	
9	156	208	40	40	1600
8	344	458,6666667	40	40	1600
7	535	713,3333333	40	40	1600
6	727	969,3333333	40	40	1600
5	923	1230,6666667	40	40	1600
4	1129	1505,3333333	50	50	2500
3	1329	1772	50	50	2500
2	1535	2046,6666667	50	50	2500
1	1748	2330,6666667	55	55	3025
RDC	1968	2624	55	55	3025
Sous-sol	2138	2850,6666667	55	55	3025

Tableau II.3 Dimensionnement des poteaux par la condition d'effort réduit

nous choisissons la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suite :

Etage	Section (cm ²)
RDC	(55×55)
1, 2,3	(50×50)
4, 5, 6,7 ,8 ,9	(40×40)

Tableau II.4 Sections préalables poteaux

II.5. Pré dimensionnement des voiles :

Le prédimensionnement des murs en béton armé est justifié par **l'article 7.7.1 du RPA**. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanents et surcharges
- Les actions horizontales : effet de séisme et du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre de ce pré dimensionnement.

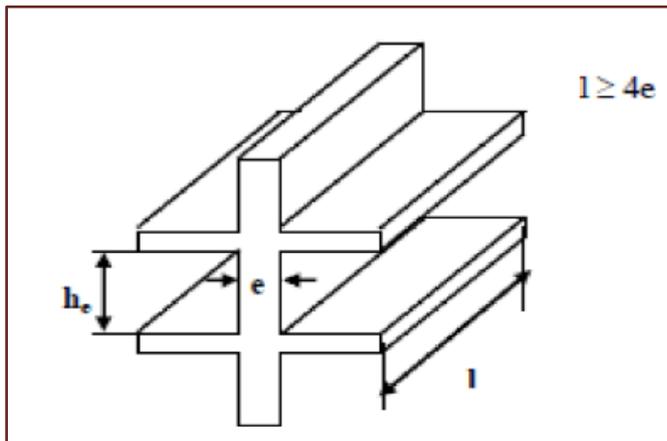


Figure II.5 vue perspective de voile

II.5.1. La disposition:

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale
- Éviter des modifications de fond de l'architecture.
- Minimiser d'une façon pour ne pas gêner l'exploitation de l'ouvrage

II.5.2 l'épaisseur de voile :

L'article 7.7.7 RPA99 « l'épaisseur minimal est de 15cm. » de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

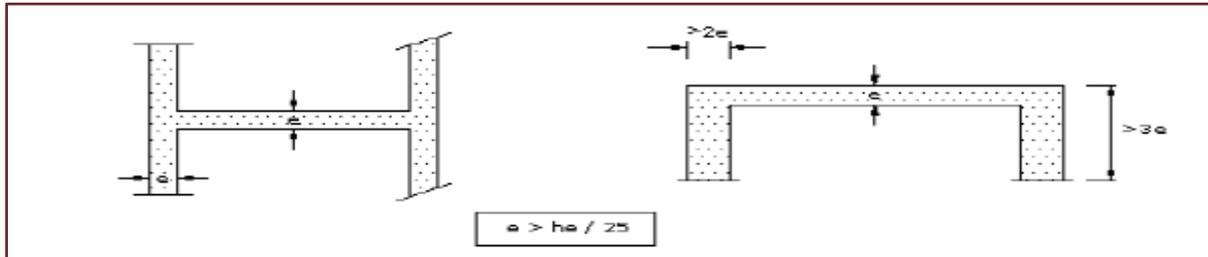


Figure II.6 voile avec deux abouts sur des poteaux

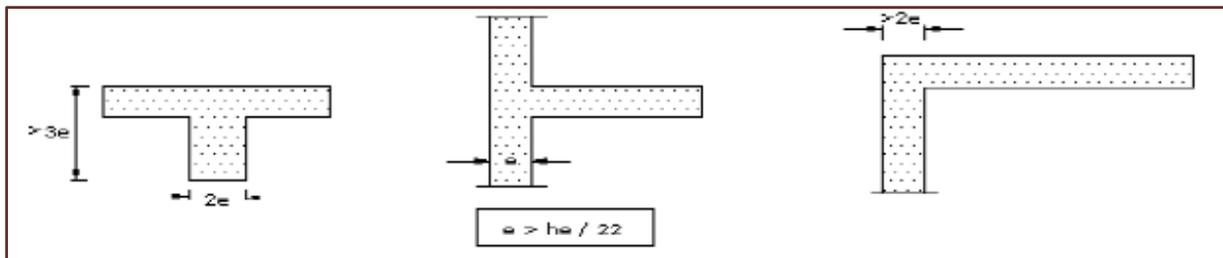


Figure II.7 voile avec un seul about sur un poteau

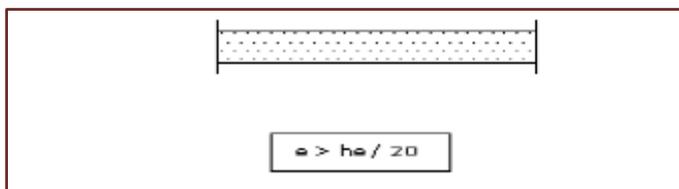


Figure II.8 voile à abouts libres

- Dans notre projet nous travaillons avec la condition $e > h_e / 20$

$$H_e(\text{RDC}) = 374 - 30 = 344 \quad e > 17.2$$

$$H_e(\text{étage}) = 306 - 30 = 276 \quad e > 13.8$$

Donc, nous choisissons pour tous les niveaux un voile de $e = 20\text{cm}$

II.5.3. La longueur :

D'après le **RPA 99 article 7.7.1** « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Avec :

L : porté du voile. e : épaisseur du voile.

Donc, $L = 80\text{cm}$ la longueur minimale pour tous les voiles.

II.6. Les escaliers :

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur, l'escalier se compose d'un certain nombre de marches de largeur **g** appelé giron et de contre marche de hauteur **h** reliant deux marches successives.

La dalle inclinée supportant les marches et contres marches est appelée paillasse, La dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse est appelée pallier.

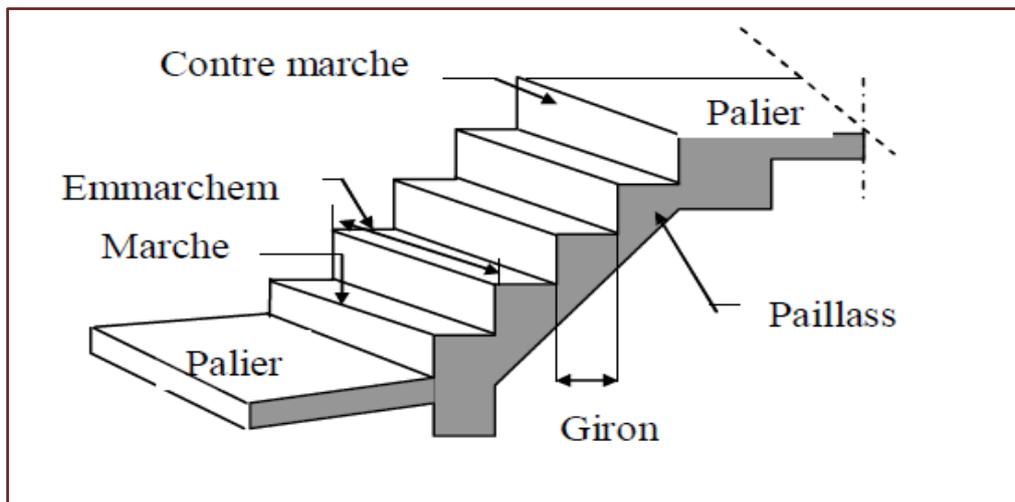


Figure II.9 terminologie d'un escalier

Notre ouvrage comporte un seul type d'escalier : escalier a deux volées parallèles et un palier intermédiaire

- ❖ **Largueur des marches (giron):** entre 25 et 32 cm → **g = 30 cm**
- ❖ **Hauteur des contres marches :** entre 14 et 18 cm → **h = 17 cm**
- ❖ **Nombre des contres marche :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = 11 \quad \text{contre marches (par volée)}$$

- ❖ **Nombre des marches :**

$$n = 11 - 1 = 10 \quad \text{marches (par volée)}$$

- ❖ **l'épaisseur de la paillasse :**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes

$$\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$13 \leq e \leq 22.9$$

Nous prenons **e = 20cm**

II.7. pré-dimensionnement Balcon :

En général, le balcon est constitué d'une dalle pleine dont l'épaisseur est conditionnée par :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad ; \quad e \geq 15\text{cm}$$

$$L_{\max} = 150\text{cm}$$

On prend : **e = 15cm**

II.8. pré-dimensionnement acrotère :

Élément en béton armé, son rôle est d'empêcher l'écoulement de l'eau, protection des personnes, aspect esthétique, Ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture

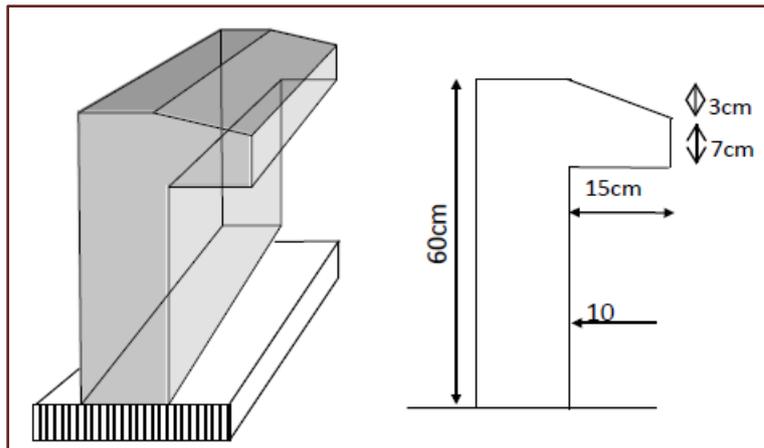


Figure II.10 dimension de l'acrotère

II.9. Evaluation des charges et des surcharges :

Les charges permanentes **G** et les surcharges d'exploitation **Q** sont estimées selon le **DTR BC 2.2**

II.9.1. Planchers :

➤ Plancher Terrasse inaccessible :

	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ³)
Gravions de protection	5	20	1
Etanchéité multicouche	2	/	0.12
Forme de pente	8	20	1.6
Isolation thermique	4	4	0.16
Dalle à corps creux	20	/	2.8
Enduit plâtre	2	10	0.2
		G	5.88
		Q	1

Tableau II.5: Evaluation des charges du plancher terrasse (inaccessible).

➤ **Plancher Terrasse accessible :**

	Epaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m³)	G (KN/m³)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Etanchéité multicouche	2	/	1.12
Forma de pente	10	20	2
Dalle à corps creux	20	/	2.8
Enduit plâtre	2	10	0.2
		G	6.28
		Q	1.5

Tableau II.6: Evaluation des charges du plancher terrasse (accessible).➤ **Plancher étage courant :**

	Epaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m³)	G (KN/m³)
cloisons	10	10	1
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle a corps creux	20	/	2.8
Enduit plâtre	2	10	0.2
		G	5.54
		Q (habitation)	1.5
		Q (commerciales)	5

Tableau II.7: Evaluation des charges du plancher étage courant

II.9.2. Balcon :

	Epaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m³)	G (KN/m³)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	3	20	0.6
Lit de sable	3	18	0.54
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit de ciment	2	18	0.36
		G	5.49
		Q	3.5

Tableau II.8 évaluation de charge balcon**II.9.3. Escalier :**➤ **Volé**

	Epaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m³)	G (KN/m³)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Marche	8.5	25	2.125
paillasse	$20/\cos 29.24=23$	25	5.75
Enduit plâtre	$2/\cos 29.24=2.3$	10	0.23
Garde-corps	/	/	0.6
		G	9.5
		Q	2.5

Tableau II.9 évaluation de charge de la volé

➤ Palier

	Épaisseur (cm)	Masse volumique(KN/m ³)	G (KN/m ³)
Carrelage	2	20	0.4
Mortier de pose	2	20	0.4
Palier	20	25	5
Enduitplâtre	2	10	0.2
		G	6
		Q	2.5

Tableau II.10évaluation de charge de palier**II.9.4Murs double parois en brique creuses :**

	Épaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ³)
Enduitextérieur (ciment)	2	18	0.36
Briquecreuses 10cm	10	/	0.9
Briquecreuses 10cm	10	/	0.9
Enduitintérieur (plâtre)	15	10	0.2
		G	2.36

Tableau II.11évaluation de charge permanente murs extérieure

Le poids du mur par mètre linéaire : $G = 2.36 \cdot (3.06 - 0.30) = 6.51$ KN/ml

II.9.5 Acrotère :

La surface transversale est de 0.069 cm²

Poidspropre	1.73
Revêtementenduitciment	0.56
G (KN/mL)	2.32

Tableau II.12évaluation de charges permanente acrotère

Chapitre III

◆MODELISATION
ET
ETUDE SISMIQUE◆

III.1.Introduction :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi nous faisons souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse

III.2.Modélisation :

La modélisation est la recherche d'un modèle simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure,

Nous avons modélisé notre structure en fonction de pré-dimensionnements et en introduisant toutes les charges (G, Q..), nous avons opté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et connu sous le nom **ETABS**.

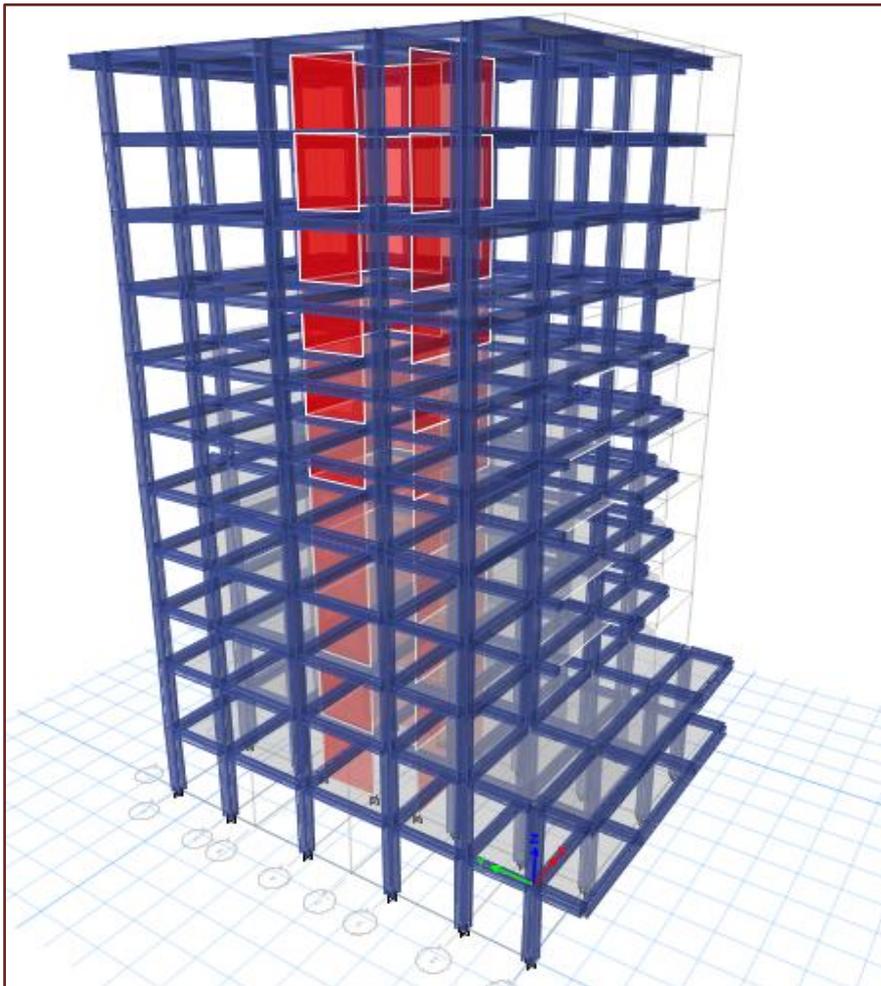


Figure III.1 : Modélisation 3D de la structure sur ETABS.

III.3.Méthode de calcul des forces sismiques :

Selon les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003 art 4.1.11** l'étude peut être menée suivant trois méthodes :

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

Dans la méthode statique équivalente RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure, ainsi pour notre projet les conditions de la méthode ne sont pas applicables parce que la structure dépasse 23m.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Pour la méthode d'analyse modale spectrale, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

⇒Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, parce qu'elle est plus exacte et applicable quel que soit le cas du bâtiment.

Après plusieurs changements de dispositions des voiles nous avons choisi une variante pour laquelle il a été obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposées par le **RPA**, Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adoptée :

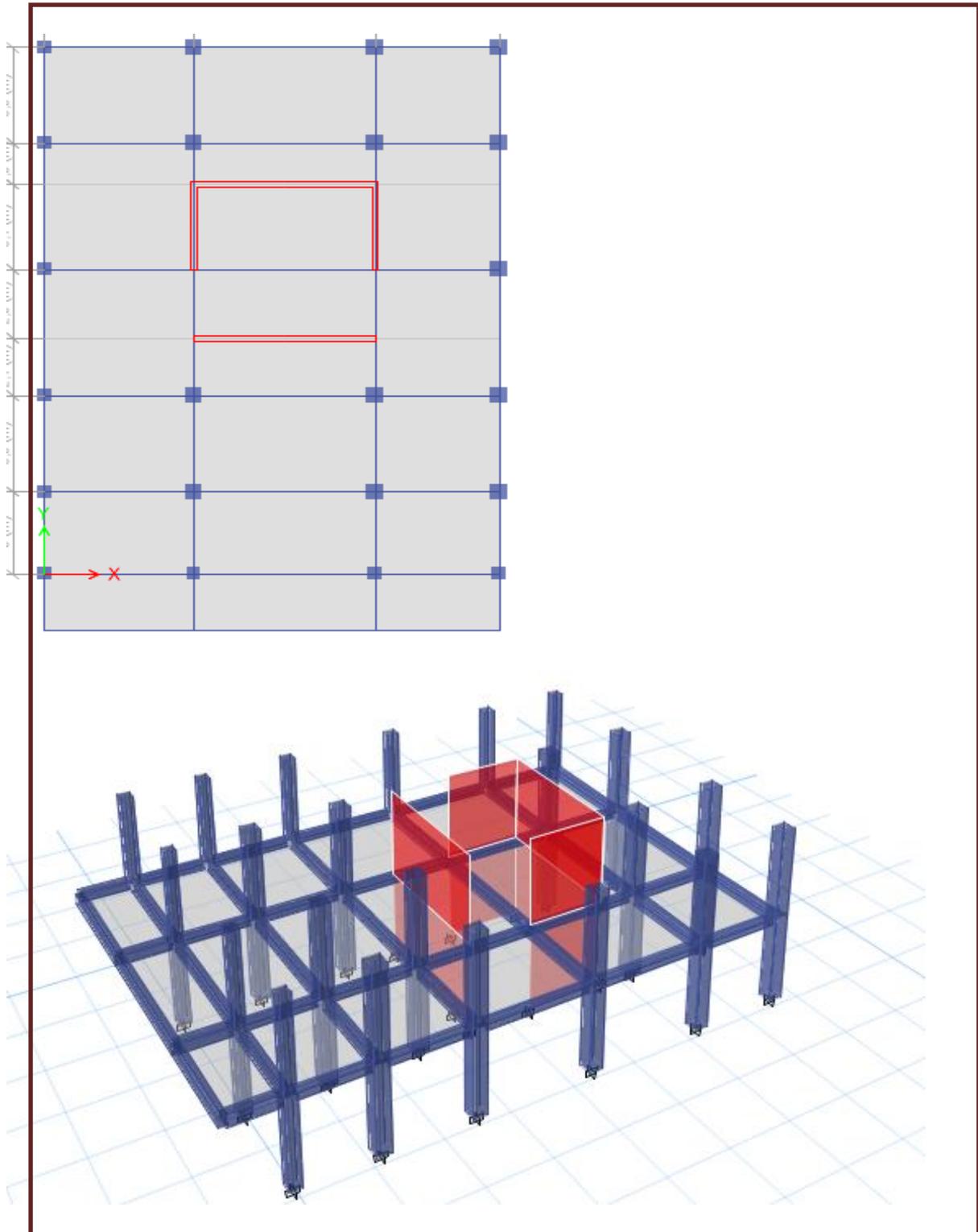


Figure III.2 : Disposition des voiles.

III.4. Résultats de l'analyse modale :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel ETABS sont précises au tableau suivant :

Mode	Période (sec)	Masse cumulées UX (%)	Masse cumulées UY (%)	Masse cumulées RZ (%)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)
1	1,215	6,14	31,85	33,09	06,14	31,85
2	1,149	5,42	40,24	24,65	11,56	72,09
3	0,772	57,23	0,01	13,56	68,79	72,1
4	0,36	2,37	02,16	11,66	71,16	74,26
5	0,327	0,45	13,24	1,95	71,61	87,5
6	0,189	8,46	0,03	7,12	80,07	87,53
7	0,181	9,16	0,19	1,44	89,23	87,72
8	0,155	0,01	5,67	0,32	89,34	93,38
9	0,115	0,42	0,09	2,38	89,75	93,47
10	0,094	0,02	2,66	0,14	89,77	96,13
11	0,085	5,07	0,01	0,25	94,84	96,14
12	0,081	0,01	0,07	1,3	94,85	96,21

Tableau III.1 Périodes et participation massique.

Discussion des résultats :

- le taux de participation massique dans le premier mode est de **6%** selon la direction **X**, **31%** selon la direction **Y** et **33 %** selon la direction **Z**. c'est le premier mode de torsion autour de la direction verticale Z.
- le taux de participation massique dans le deuxième mode est de **40%** selon la direction **Y** et **5%** selon la direction **X**, c'est le premier mode de translation suivant Y.
- le taux de participation massique dans le troisième mode est de **57%** selon la direction **X** et **0.01%** selon la direction **Y**, c'est le premier mode de translation suivant X.

- La condition du **RPA99(Art4.3.4)** sur le nombre de modes à retenir est satisfaite à partir du 11ème mode pour que la masse atteigne les **90%**.

III.5.vérifications réglementaire :

Nous faisons la méthode statique pour la vérifier avec la méthode modale spectrale, La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

III.5.1 Estimation de la période fondamentale expérimentale :

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T (h_N)^{3/4} \text{ formules 4.6 de RPA 99/ version 2003}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N

(Dans notre structure : $h_N = 31.28 \text{ m}$)

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage **tableau 4.6 de RPA99/ version 2003** dans notre structure $C_T = 0.05$

Cas n°	Système de contreventement	C_T
1	Portique auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portique auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portique auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.05

Tableau III.2 valeur du coefficient C_T

$$T = 0.05 \times 31.28^{3/4} = 0.66 \text{ sec}$$

La période empirique a été utilisée pour le calcul des efforts statiques équivalente non celle donnée par le calcul dynamique aucune vérification des périodes n'est nécessaire.

III.5.2 Résultante des forces sismiques :

si $V_{dyn} < 0.8V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moment, ...) dans le rapport $\frac{0.8V_{st}}{V_{dyn}}$

nous devons donc évaluer l'effort tranchant à la base de la structure par la méthode statique équivalente.

❖ Calcul de l'action sismique :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99/version 2003, la force sismique totale V qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \text{ formules 4.1 de RPA 99/ version 2003}$$

a. Le Coefficient d'accélération de zone (A) :

Coefficient d'accélération donne par le tableau 4.1 de RPA 99 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.

Groupe	Zone		
	I	II	III
1A	0.12	0.25	0.35
1B	0.1	0.2	0.3
2	0.08	0.15	0.25
3	0.05	0.10	0.15

Tableau III.3 Coefficient d'accélération A

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version 2003), la willaya d'ANNABA, lieu d'implantation de l'ouvrage, est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), et le bâtiment dans le **groupe d'usage 2** (ouvrages courants, d'importance moyenne).

⇒ Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A = 0.15**

b. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de **R** est donnée par le **tableau 4.3 du RPA 99 / version 2003** en fonction du système de contreventement.

cat	Description du système de contreventement (pour béton armé)	Valeur de R
1a	Portique auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portique auto-stables avec remplissages en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	noyau	3.5
4a	Mixte portique voiles avec interaction	5
4b	Portique contreventés par des voiles	4
5	Console verticale a masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau III.4 coefficient de comportement global de la structure R

⇒ Dans notre structure nous avons un système de contreventé par noyau. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

c. Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité Q est défini par :

$$Q=1+\sum_1^5 P_q \text{ Formules 4.4 de RPA 99 v2003}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité " q " est satisfait ou non.

Critère q	P _q	
	observé	Non observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10
Valeur de Q	1	

Tableau III.5 valeurs des pénalités P_q

d. Facteur d'amplification dynamique (D) :

Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta (T_2/T)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau **4,7 du RPA99/version 2003.**

site	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄
T ₁	0.15	0.15	0.15	0.15
T ₂	0.30	0.40	0.5	0.7

Tableau III.6 valeurs de T₁ et T₂

Sol meuble (catégorie S3) → T₂ = 0.5 sec

- η: facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

$\xi(\%)$ est le coefficient d'amortissement critique, donné par le **tableau 4.2 du RPA 99 V2003**

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Bétonarmé	Acier	Bétonarmé/ maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau III.7 valeurs de $\xi(\%)$

Contreventement mixte voiles – portiques → **10%**

D'où $\eta = 0.76$ ce qui donne : $D = 1.57$

e. Poids total :

Selon le **RPA 99 / version 2003 (Art 4.2.3)** il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitations.

Poids total de la structure W égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i), **formule 4.5 RPA99.V2003**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.
- W_{Qi} : charges d'exploitations.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA 99 / version 2003.

Cas	Type d'ouvrage	β
1	Bâtiment d'habitation bureau ou assimilés	0.20
2	Bâtiment recevant du public temporairement :	0.30
	[1] salles d'exposition de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	
	[2] salles de classes, restaurant, dortoir, salles de réunion avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangars	0.5
4	Archives, bibliothèque, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autre locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau III.8 valeurs du coefficient de pondération β

⇒ le bâtiment à usage d'habitation $\beta = 0.2$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel **ETABS**, la valeur trouvée est

W=36962,43266 KN

Résumé des résultats :

paramètre	A	D	R	W	Q	$V_{st}(KN)$
Sens-X	0.15	1.57	3.5	36962.43	1	2927,90
Sens-Y						

Tableau III.9 la force sismique a la base

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

	$V_{st}(KN)$	$V_{dyn}(KN)$	$V_{dyn} > 0.8 V_{st}$
E_x	2927.90	1909,2706	Non vérifier
E_y	2927.90	1691,3643	Non vérifier

Tableau III.10 vérification de l'effort sismique

- ❖ Dans le sens X : $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, alors nous devons augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport :

$$\frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}} = 1,22$$

- ❖ Dans le sens Y : $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, donc $\frac{0.8 \times V_{st}}{V_{dyn}} = 1,38$

III.5.3 Vérification de L'excentricité:

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

L'analyse automatique par le logiciel ETABS a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

niv	Dimension d'étage		Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité X-X		Excentricité Y-Y	
	L _x (m)	L _y (m)	X _{cm} (m)	Y _{cm} (m)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)	E _x (m)	E _x /L _x	E _y (m)	E _y /L _y
10	16,19	16,2	8,0327	11,103	7,7275	12,762	0,305	1,8%	1,659	10,2%
9	16,19	16,2	8,2838	11,0572	7,7336	12,7	0,550	3,4%	1,726	10,6%
8	16,19	16,2	8,2838	11,0572	7,7388	12,827	0,545	3,3%	1,770	10,9%
7	16,19	16,2	8,2838	11,0572	7,7442	12,874	0,539	3,3%	1,817	11,2%
6	16,19	16,2	8,2838	11,0572	7,7495	12,913	0,534	3,3%	1,856	11,4%
5	16,19	16,2	8,2866	11,0572	7,7544	12,937	0,532	3,2%	1,880	11,6%
4	16,19	16,2	8,3117	11,0578	7,7595	12,936	0,552	3,4%	1,878	11,6%
3	16,19	16,2	8,3369	11,0584	7,7478	12,892	0,589	3,6%	1,834	11,3%
2	14,44	21,25	8,3404	11,0584	7,7341	12,775	0,606	4,2%	1,717	8,08%
1	14,44	21,25	8,2167	11,3371	7,7176	12,529	0,499	3,4%	1,192	5,61%
0	14,44	21,25	7,728	9,794	7,77	11,977	0,042	0,2%	2,183	10,2%

Tableau III.11: Vérification de l'excentricité.

⇒ D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représentée dans le tableau précédent, ne dépasse pas les **15%**, alors la condition de l'**art 3.5.1 de l'RPA /V2003** est **vérifiée**.

III.5.4 Déplacements latéraux inter- étage :

Selon le **RPA99/2003.Art5.10**, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau "k " par rapport au niveau "k-1"

δ_k : Le déplacement horizontal du niveau " k " = ($R \times \delta_{ek}$) **RPA99.V2003 4.43**

Le logiciel de calcul **ETABS** donne directement les valeurs de δ_{ek} ,Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

niveau	h _k (mm)	E _x				E _y			
		δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	Δ_k/h_k	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	Δ_k/h_k
0	3740	0,96	3,39	3,39	0,09%	2,45	8,596	8,59	0,23%
1	3740	2,89	10,11	6,72	0,18%	6,53	22,86	14,26	0,38%
2	3060	4,71	16,49	6,38	0,21%	10,33	36,16	13,3	0,43%
3	3060	6,81	23,84	7,34	0,24%	14,29	50,04	13,88	0,45%
4	3060	9,073	31,75	7,91	0,26%	18,27	63,94	13,89	0,45%
5	3060	11,46	40,11	8,35	0,27%	22,22	77,78	13,83	0,45%
6	3060	13,89	48,64	8,53	0,28%	25,99	90,96	13,18	0,43%
7	3060	16,34	57,20	8,55	0,28%	29,49	103,24	12,27	0,40%
8	3060	18,75	65,64	8,44	0,28%	32,69	114,42	11,18	0,37%
9	3060	21,11	73,91	8,26	0,27%	35,57	124,50	10,08	0,33%
10	3060	23,43	82,00	8,09	0,26%	38,04	133,15	8,65	0,28%

Tableau III.12 Vérification des déplacements.

⇒ D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, alors la condition de l'**art 5.10 de l'RPA /V2003** est **vérifiée**.

III.5.5. Déplacements max au sommet :

Déplacements maximaux au niveau du sommet du bâtiment ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur du bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	δ_{tot} (cm)	$\delta_{\text{tot}} / h_k$
Sens-X	23,431	0,26%
Sens-Y	133.15	0.42%

Tableau III.13 Vérification des déplacements max au sommet.

⇒ Nous remarquons que le déplacement maximal au sommet dans les deux sens est inférieur au centième de la hauteur totale du bâtiment. Donc la condition est **vérifiée**.

III.5.6 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Selon l'**RPA 99 / version 2003 .Art 5.9**. Les effets du 2^o ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} < 0.1$$

- P_k : Poids total de la structure et des charges d'exposition associées au-dessus du niveau « k »
- Δ_k Effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- V_k Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_k Hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

niv	$h_k (mm)$	P_k (KN)	E_x			E_y		
			$\Delta_k (mm)$	$V_k (KN)$	θ	$\Delta_k (mm)$	$V_k (KN)$	θ
0	3740	35466	3,39	1906	0,0169	8,59	1688	0,0483
1	3740	32080	6,72	1857	0,0311	14,26	1643	0,0745
2	3060	28258	6,38	1766	0,0334	13,3	1550	0,0792
3	3060	24984	7,34	1669	0,0359	13,88	1455	0,0779
4	3060	21711	7,91	1556	0,0361	13,89	1347	0,0732
5	3060	18523	8,35	1426	0,0355	13,83	1230	0,0681
6	3060	15331	8,53	1277	0,0335	13,18	1104	0,0598
7	3060	12139	8,55	1103	0,0308	12,27	961	0,0507
8	3060	8947	8,44	899	0,0275	11,18	790	0,0414
9	3060	5754	8,26	653	0,0238	10,08	580	0,0326
10	3060	2562	8,09	342	0,0198	8,652	312	0,0232

Tableau III.14 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

⇒ La condition est **satisfaite**, nous pouvons donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul des éléments structuraux.

III.5.7 Vérification au renversement :

Pour que la Tour soit stable au renversement il y lieu de vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_R} > 1.25$$

- M_s : Moment stabilisant.
- M_R : Moment renversant.

	M_s (KN.m)	M_R (KN.m)	M_s / M_R
X	377.380	38.780	8,21
Y	283.459	44.902	6,90

Tableau III.15 Vérification au renversement.

⇒ D'après le tableau, **l'ouvrage est stable au renversement** dans les deux directions.

III.6 Conclusion :

Toutes les exigences de sécurité imposées par le RPA sont satisfaites, donc nous pouvons passer ferrailage des éléments.

Chapitre IV

◆ DIMENSIONNEMENT
DES ELEMENTS
ELU ELS ELA◆

IV.1 Les poutres :

IV.1.1 Définition:

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

IV.1.2 Calcul du ferrailage :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination la section des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

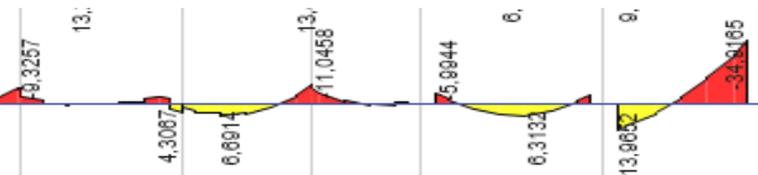
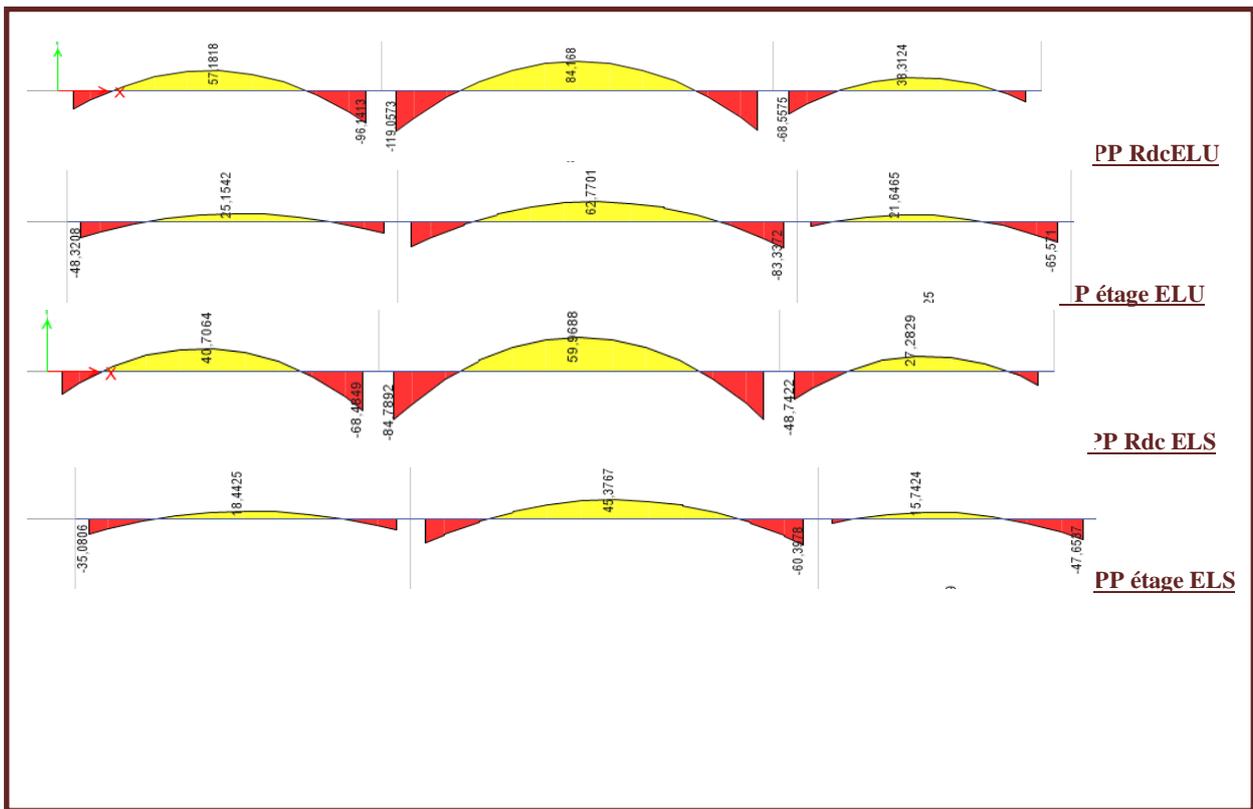
Le calcul se fait selon **BAEL B.6.1.2.1** avec les combinaisons suivantes :

- **ELU** $1,35 G + 1,5 Q$
- **ELS** $G + Q$

Nous avons pris la fille des poutres principales et secondaires la plus sollicité

- **Armature longitudinale :**

Ces aciers reprennent les efforts de traction amenés par la flexion, ces aciers sont calculés en fonction des sollicitations déduites du logiciel ETABS, présenté comme suit



PS Rdc ELS

Figure IV.1 Diagramme des sollicitations dans les poutres(KN.m)

Les sollicitations déduites du logiciel ETABS, est-elle été présenté comme suite :

		M app		M trav	
		ELU	ELS	ELU	ELS
Poutre principale (30×45)	RDC	119	84	84	59
	étage	83	60	62	45
Poutre secondaire (30×35)	RDC	18	12	11	8
	étage	34	25	30	22

Tableau IV.1 Sollicitations maximales dans les poutres (KN.m)

Le calcul de la section d'armature se fait par le **ROBOT expert BA**, Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

		En travée		En appuis	
		As calculé (cm ²)	Ferraillage choisie	As calculé (cm ²)	Ferraillage choisie
Poutre principale (30×45)	RDC	8.5	5HA16=10.05	11.9	6HA16=12.06
	étage	6.1	5HA14=7.7	8.3	6HA14=9.24
Poutre secondaire (30×35)	RDC	1.3	3HA14=4.62	2.1	3HA14=4.62
	étage	3.8	3HA14=4.62	4.4	3HA14=4.62

Tableau IV.2: Ferraillage des poutres principales et secondaires

Vu l'importance de la longueur des portes à faux, on les a dimensionné comme présente le tableau suivant:

		ELU	ELS	A _s calculée (cm ²)	A _s choisie (Cm ²)
Les portes à	PP étage (30×45)	148	109	15.8	3HA14+6HA16 =16.68

faux	PS RDC (30×40)	151	109	17.8	9HA16=18.10
------	-------------------	-----	-----	------	-------------

Tableau IV.3 Sollicitations maximales (KN.m) et ferrailage des portes à faux

• **Armature transversale :**

Ces aciers reprennent les efforts tranchant, ils sont généralement constitués des cadres, d'épingles ou d'étriers.

L'espaceur des cadres :

L'espaceur maximum entre les armatures transversales est déterminé selon **RPA99/2004 art 7.4.2.2** comme suit :

- Dans la zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_1 ; 30\text{cm} \right)$
- En dehors de la zone nodale $S_t \leq \frac{h}{2}$

	Zone nodale		Zone courante	
	S_t (calculé)	S_t (choisie)	S_t (calculé)	S_t (choisie)
P.P	11.25 cm	10cm	22.5 cm	20cm
P.S	7.5cm	7cm	15cm	15cm

Tableau IV.4 Espaceur des cadres des poutres.

La zone nodale est définie par $l' : l' = 2 * h$

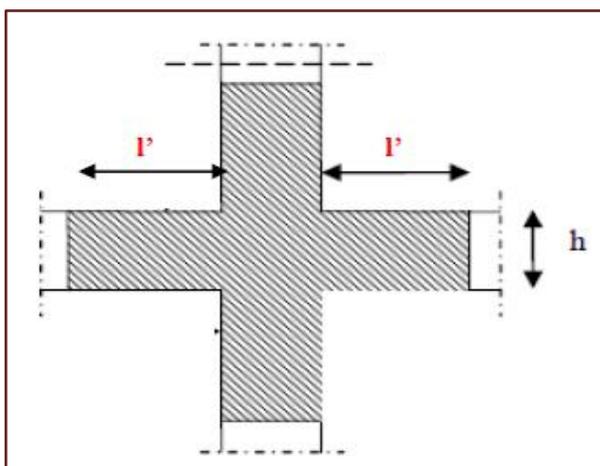


Figure IV.2 Zone nodal poutre

La longueur de la zone nodale des poutres est résumée dans les tableaux suivant :

	h (cm)	l'(cm)
Poutre principal	45	90
Poutre secondaire	35	70

Tableau IV.5 Longueur de la zone nodale des poutres.

IV.1.3 Vérification des poutres aux états limites (ELU et ELS) :

Les vérifications concernées sont les suivantes :

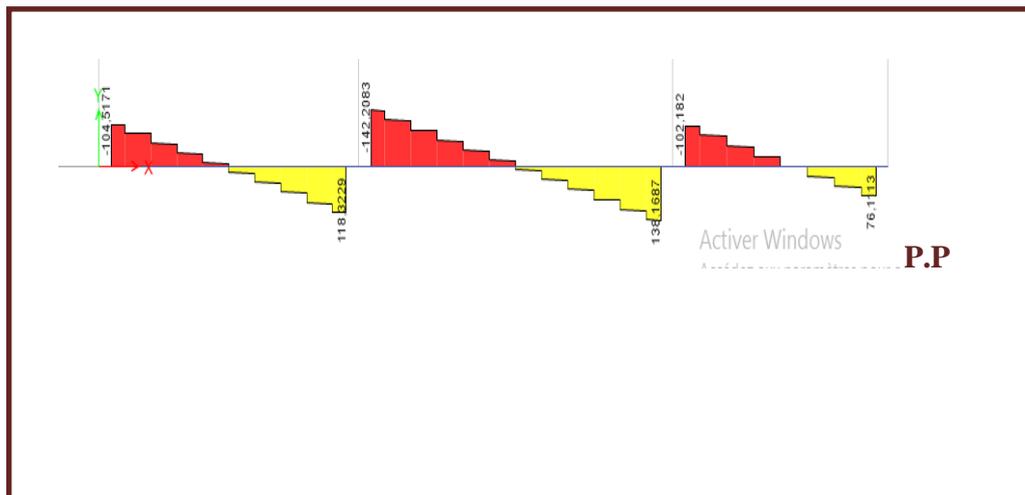
- Vérification des contraintes tangentielles (ELU).
- Vérification de la flèche (ELS).

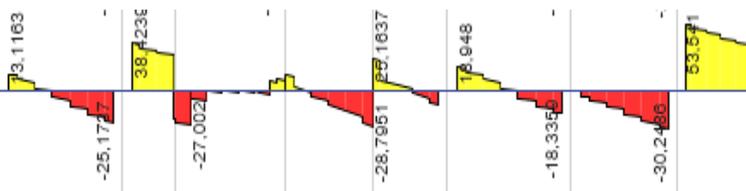
➤ Vérification des contraintes tangentielles : CBA93(ArtA.5.1.1)

Il faut vérifier l'effort tranchant tel que :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement.





P.S

Figure IV.3 Diagramme de l’effort tranchant dans les poutres.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	V _u max (KN)	τ _u (MPA)	τ̄(MPA)	observations
P.P	142	1.05	2.5	vérifiée
P.S	38	0.30		vérifiée
Porte à faux PP	132	1.00		vérifiée
Porte à faux PS	95	0.80		vérifiée

Tableau IV.6 vérification des contraintes tangentielle

➤ **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier : $\Delta f_t \leq \bar{f}$

Δf_t : flèche totale, calculée par le rebot expert BA

- Poutre principale :

\bar{f} : Flèche admissible $L > 5\text{m}$ $\bar{f} = 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000}$ BAEL91R99 art B.6.5.3

⇒ Moment appliqués :

- Moment du à la charge permanente $G = Mg = 38$ (kN.m)
- Moment du à la charge totale $G+Q = Mp = 59$ (kN.m):

Flèche total : $\Delta f_t = 5,4$ (mm) < $f_{adm} = 5,7$ (mm)

• Porte à faux :

\bar{f} : Flèche admissible $L < 5\text{m}$ $\bar{f} = \frac{L}{250}$

⇒ Moments appliqués :

- Moment du à la charge permanente $G = Mg = 86$ (kN.m)
- Moment du à la charge totale $G+Q = Mp = 70$ (kN.m)

Flèche total : $\Delta f_t = 5,3$ (mm) < $f_{adm} = 8,0$ (mm)

IV.1.4 Disposition constructive : selon RPA 99.V2003 art 7.5.2.1 et 7.5.2.2.

- L'ancrage des armatures longitudinales sup et inf dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (zone IIa).
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nœud de l'appui.

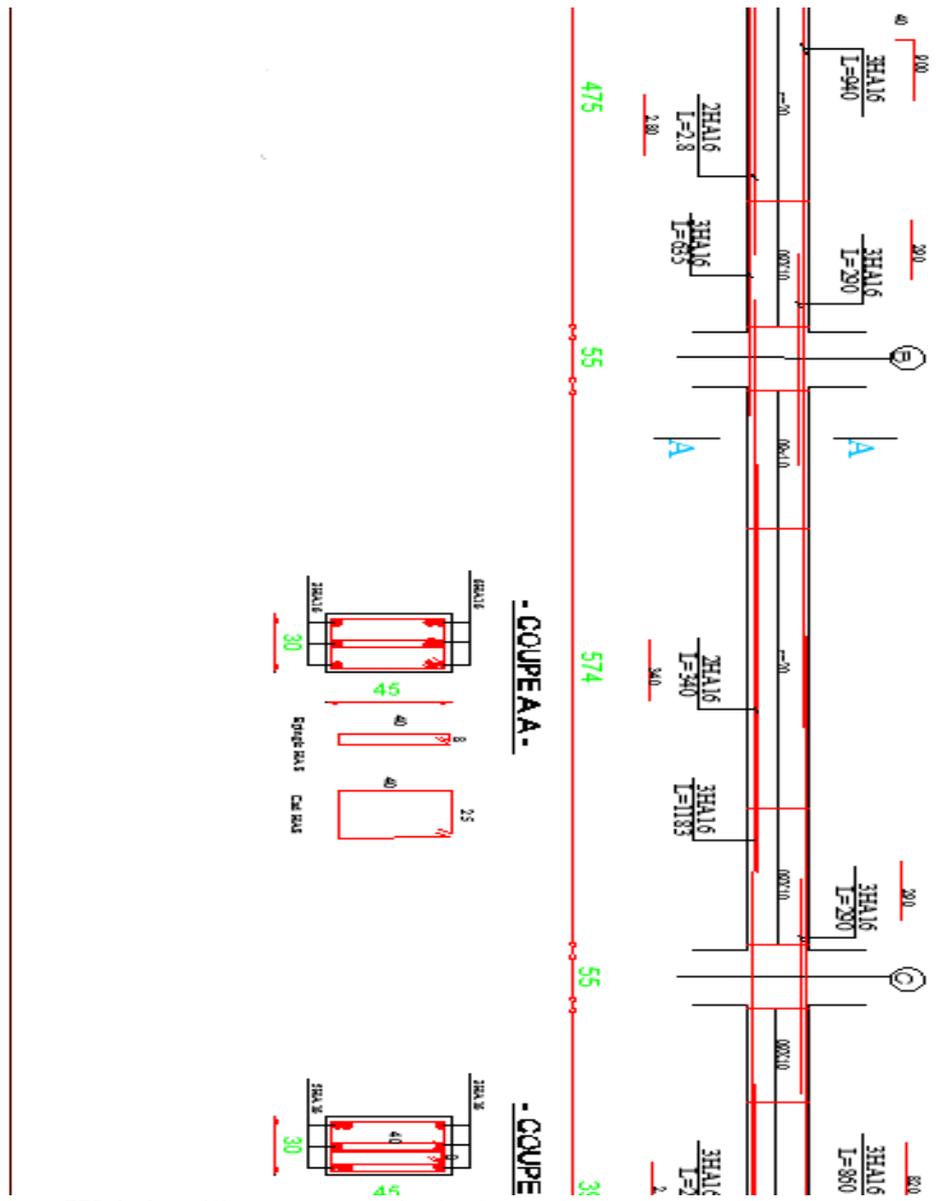


Figure IV.4 ferrailage poutre principale RDC

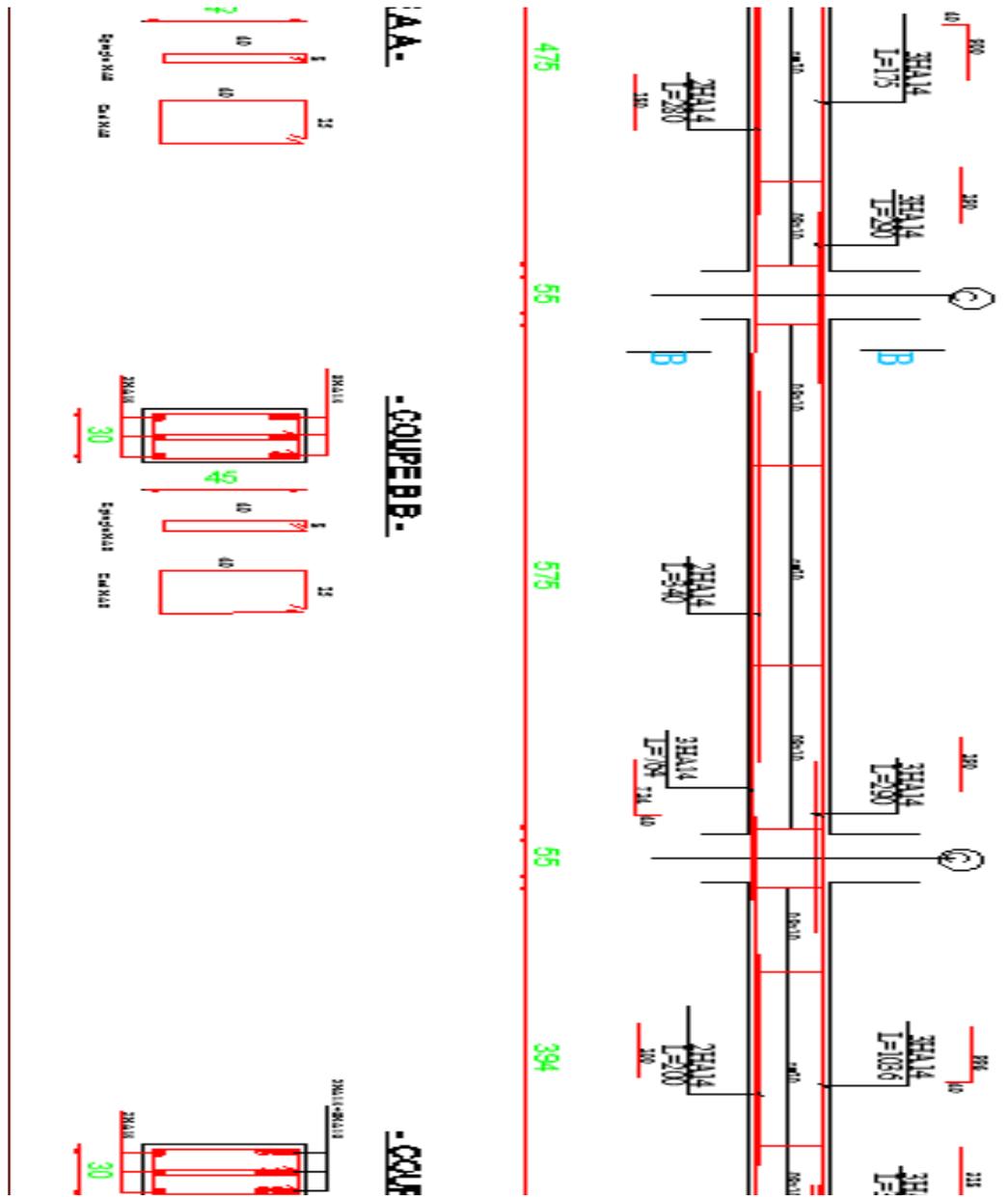


Figure IV.5 Ferrailage poutre principale étage

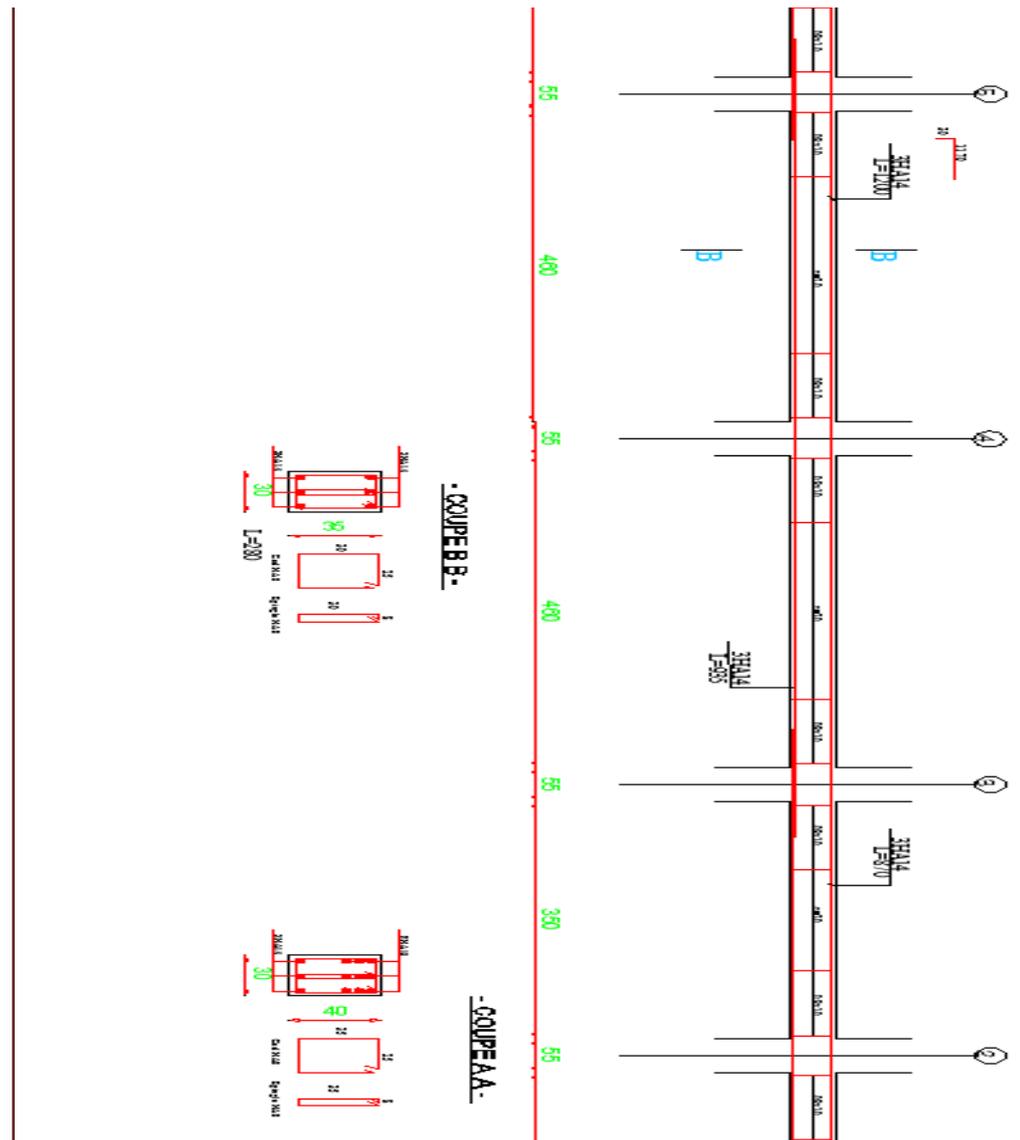


Figure IV.6 Ferrailage poutre secondaire RDC

IV.2. Poteaux :

IV.2.1 Définitions :

Sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

IV.2.2 Calcul du ferrailage :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, et des moments fléchissant dans les sens transversaux et longitudinaux. Ils sont donc calculés en flexion déviée composée

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- Selon C.B.A: 1ere genre (situation durable)

Figure IV.7 Diagramme des sollicitations dans les poteaux à ELU

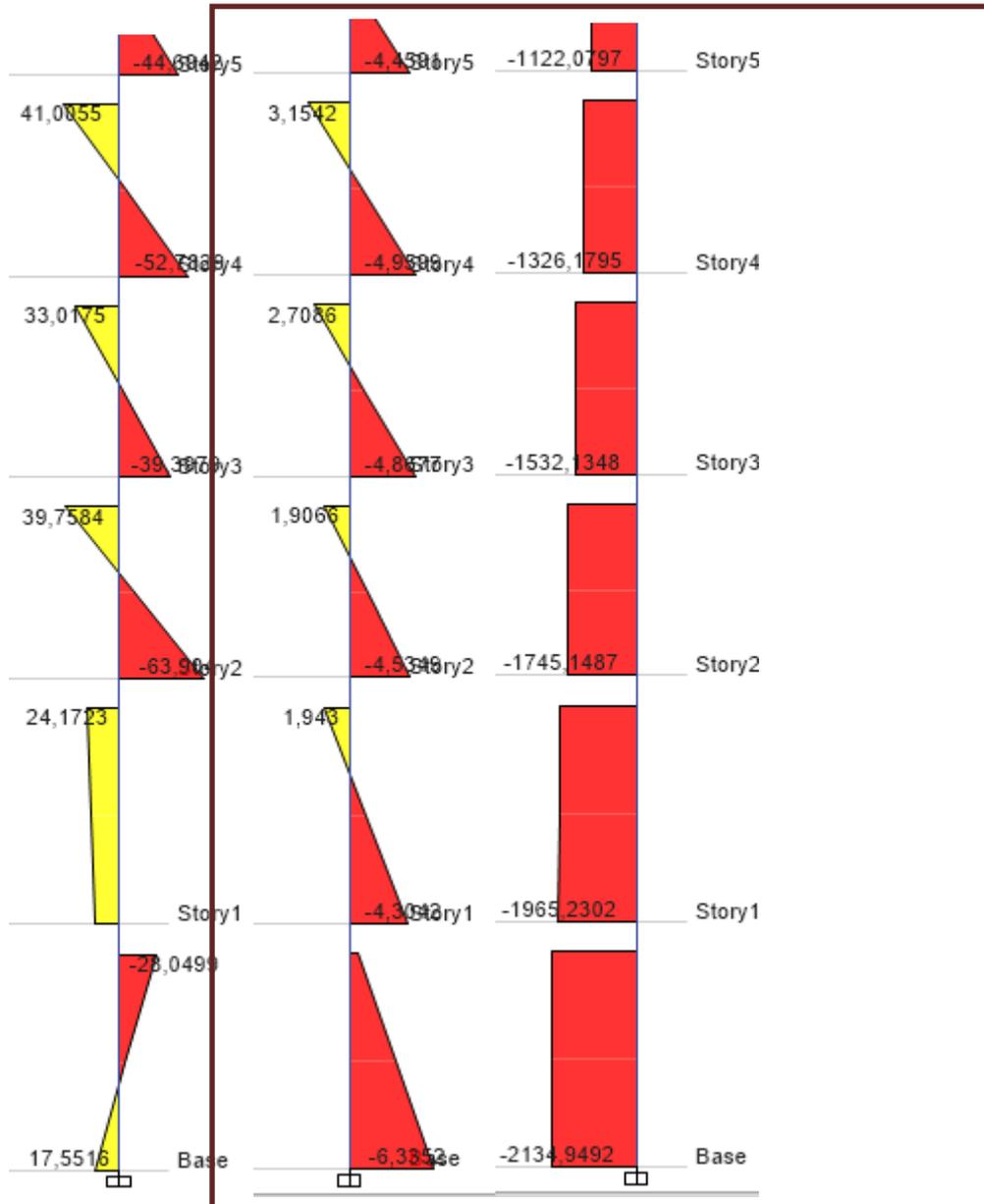


Figure IV.8 Diagramme des sollicitations dans les poteaux à ELS.

Les sollicitations été résumée dans le tableau suivant :

Sections (Cm ²)	ELU			ELS			ACC			A _s (cm ²)
	N(KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)	N(KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)	N(KN)	M _y (KN.m)	M _z (KN.m)	
55x55	2924	39	8.8	2134	6.3	28	2688	75	4.95	4.4
50x50	2387	86.9	6.2	1745	4.5	63.9	2175	74	16.5	4
40x40	1534	60.6	6.1	1122	4.4	44.6	1405	54	12.6	3.2

Tableau IV.7 Sollicitations maximales dans les poteaux.

- Le dimensionnement a donné un ferrailage petit, donc le ferrailage des poteaux sera selon le ferrailage minimum exigé par le RPA en zone IIa (**0.8% ... art 7.4.2.1**).

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Section (Cm ²)	A _{min} RPA (Cm ²)	A _{adoptée} (Cm ²)
55x55	24.20 > 4.4	14 HA16 = 28.15
50x50	20 > 4	10 HA16 = 20.11
40x40	12.80 > 3.2	8 HA16 = 16.08

Tableau IV.8 Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

IV.2.2.2 Ferrailage transversal :

Le ferrailage transversal est réalisé par des cadres et des épingles, qui servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales.

L'espacement des cadres :

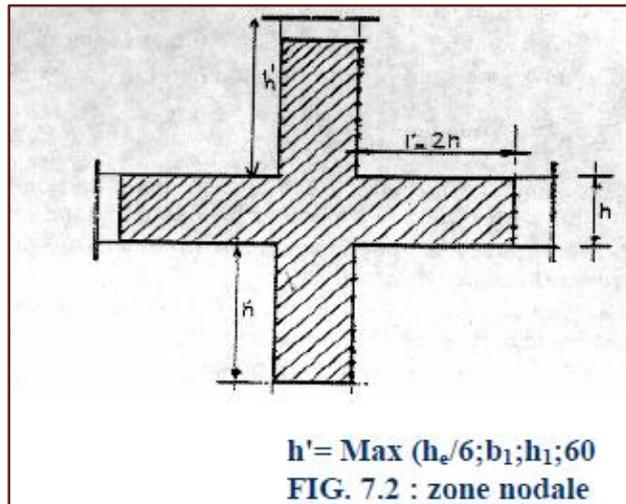
L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit selon **art 7.4.2.2 RPA99.V2003**

Zone II $\left\{ \begin{array}{l} \text{Dans la zone nodale : } t < \min(10\phi_L ; 15\text{cm}) \\ \text{Dans la zone courante : } t' < 15\phi_L \end{array} \right.$

Section	Zone nodale		Zone courante	
	S _T (calculé)	S _T (choisie)	S _T (calculé)	S _T (choisie)
55x55	16 cm	15 cm	24cm	20 cm
50x50	16cm	15 cm	24cm	20cm
40x40	16 cm	15 cm	24cm	20 cm

Tableau IV.9 L'espacement des cadres des poteaux.

La zone nodale est définie par $h' = \max(h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$, Comme l'indiquent les figures suivantes selon RPA99.V2003



FigureIV.9 zone nodale poteau RPA99.V2003

La longueur de la zone nodale des poteaux est identifiée dans les tableaux suivant :

	Section (cm ²)	h' (cm)
RDC (3.74m)	55x55	60
Etage courant (3.06m)	50x50	60
	40x40	60

TableauIV.10 La longueur de la zone nodale des poteaux

IV.2.3 Vérification poteau sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu}$$

τ_u : la contrainte de cisaillements de calcul sous combinaison sismique

$$\tau_{bu} = \frac{T}{bd}$$

$$\tau_u = \rho_d \times f_{c28} \text{ RPA 99V2003 art 7.4.3.2}$$

$$\text{Avec } \lambda_g > 5 \quad \longrightarrow \quad \rho_d = 0.075$$

$$\lambda_g \text{ est l'élanement géométrique du poteau } = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) \text{ RPA99V2003 Art 7.4.2.2}$$

Avec **a** et **b**, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considéré et l_f longueur de flambements du poteau .

poteau	T (kN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)
55×55	25	0.082	0.068	0.075	1.875

Tableau IV.11 vérification poteau sous sollicitations tangentes

IV.2.4 Disposition constructive : selon RPA 99.V2003 art 7.4.2.2

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (zone 2II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible l'extérieur des zones nodales.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

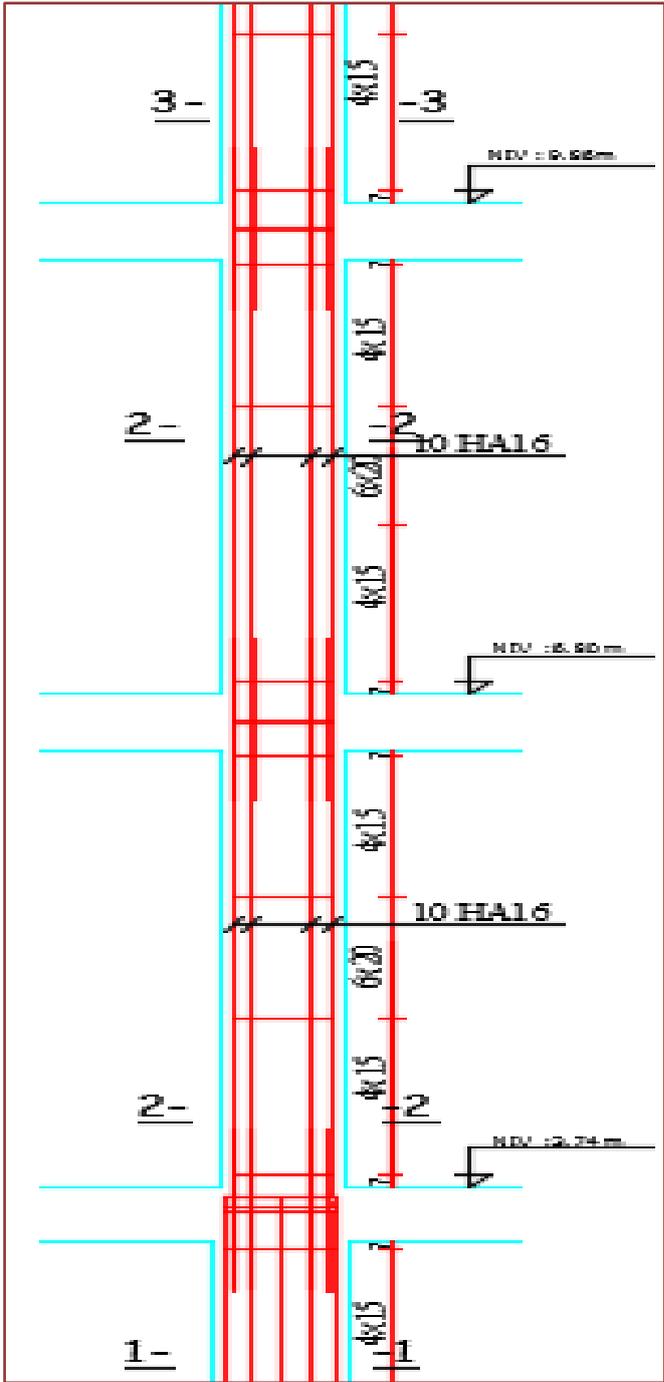


Figure IV.10 Ferrillage poteau

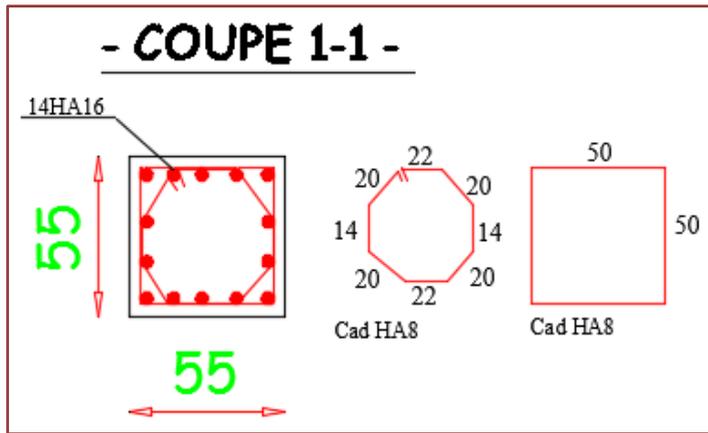


Figure IV.11 coupe 1-1 ferrailage poteau

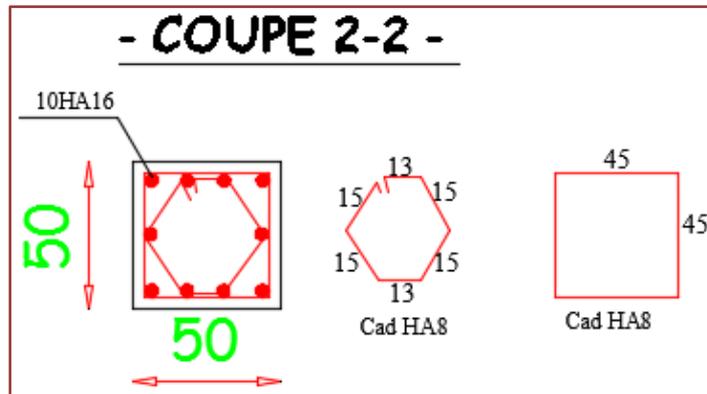


Figure IV.12 coupe 2-2 ferrailage poteau

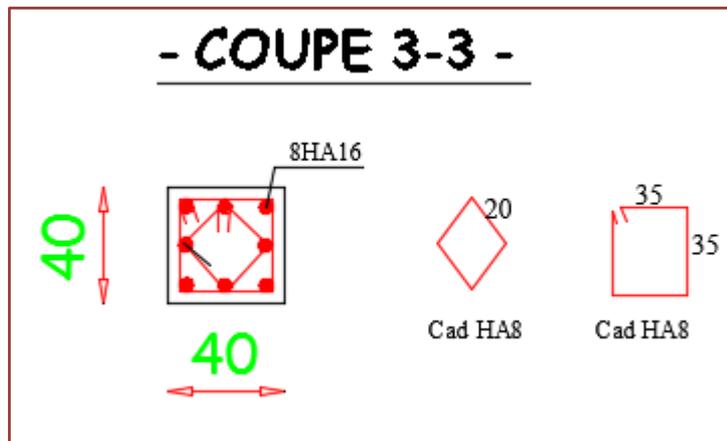


Figure IV.13 coupe 3-3 ferrailage poteau

IV.3. Voile :

IV.3.1 Définition :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent ou aux séismes soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

IV.3.2 Ferrailage:

Deux modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués:

IV.3.2.1 Armatures verticales:

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.

nous distinguons 2 cas:

- Si la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ". La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003) $A_{min} = 0,15\%$ (a.1)
- Si la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée ", la section des armatures verticales : $A_v = F_t / f_e$

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

IV3.2.2 Armatures horizontales:

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher leur flambement et sont munies de crochets à 135° ayant une longueur 10ϕ . En plus des épingles sont prévues 4 par 1m²

IV.3.3 Calcul de voile:

Nous prenons comme exemple le voile V1 niveau RDC

Force induit dans le voile:

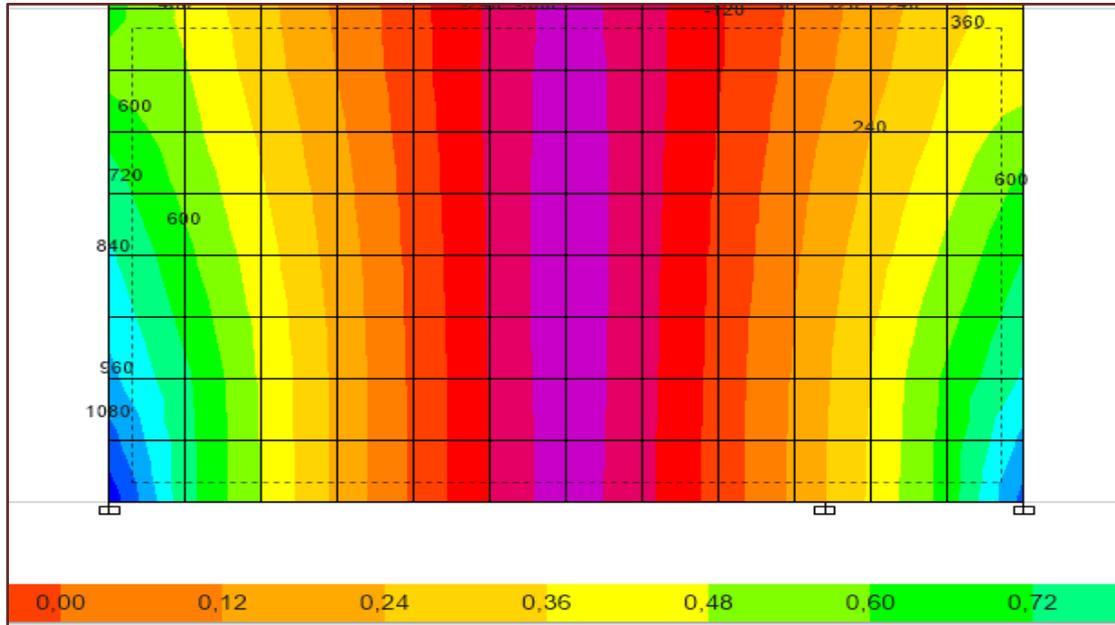


Figure IV.14: Sollicitation dans le voile V1.

Le calcul se fait à la flexion composée d’une bande de section (0, 20m× 1ml).

Résultats de calcul sont regroupés dans tableau suivant :

		ferraillage	calculée (cm ²)	Armatures choisie (cm ²)	St (cm)
Ep= 20cm	verticalement	1ère bande	20	14HA14=21.55	10
		2ème bande	6.25	10HA14 =15.39	20
		3émé bande	9.05	8HA12= 9.05	20
	horizontalement		1.23	2HA10 =1.57	20

TableauIV.12 ferraillage voile

L’espacement :

Les règles constructives : D’après le **RPA99 V2003.Art 7.7.4.3**

- Espacement maximal : $S \leq \min (1,5 \times a ; 30\text{cm})$.
- A l’extrémité du voile : $S \leq 15\text{cm}$.

IV.3.4. Vérification de la contrainte de compression :

- Vérification de la contrainte de compression :

ELA :

$$\sigma_c = \frac{N}{S} = \frac{1.620}{0.2 \times 1} = 8.1 \text{ MPA} < \frac{0.85 \times f_c}{1.15} = 18.4 \text{ MPA}$$

8.1 < 18.4 vérifiée

ELU :

$$\sigma_c = \frac{N}{S} = \frac{0.850}{0.2 \times 1} = 4.25 \text{ MPA} < \frac{0.85 \times f_c}{1.5} = 12.3 \text{ MPA}$$

4.25 MPA < 12.3 MPA vérifiée

ELS :

$$\sigma_c = \frac{N}{S} = \frac{0.620}{0.2 \times 1} = 3.1 < 0.6 \times f_{c28}$$

3.1 MPA < 15MPA vérifiée

- Vérification de la contrainte de cisaillement :

ELA :

Selon **RPA99.V2003 Art 7.7.2**

$$\tau_u < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V}{d \times b_0} = \frac{200}{0.2 \times 0.9 \times 1} = 1111.1 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

⇒ 1.11 MPA < 5MPA

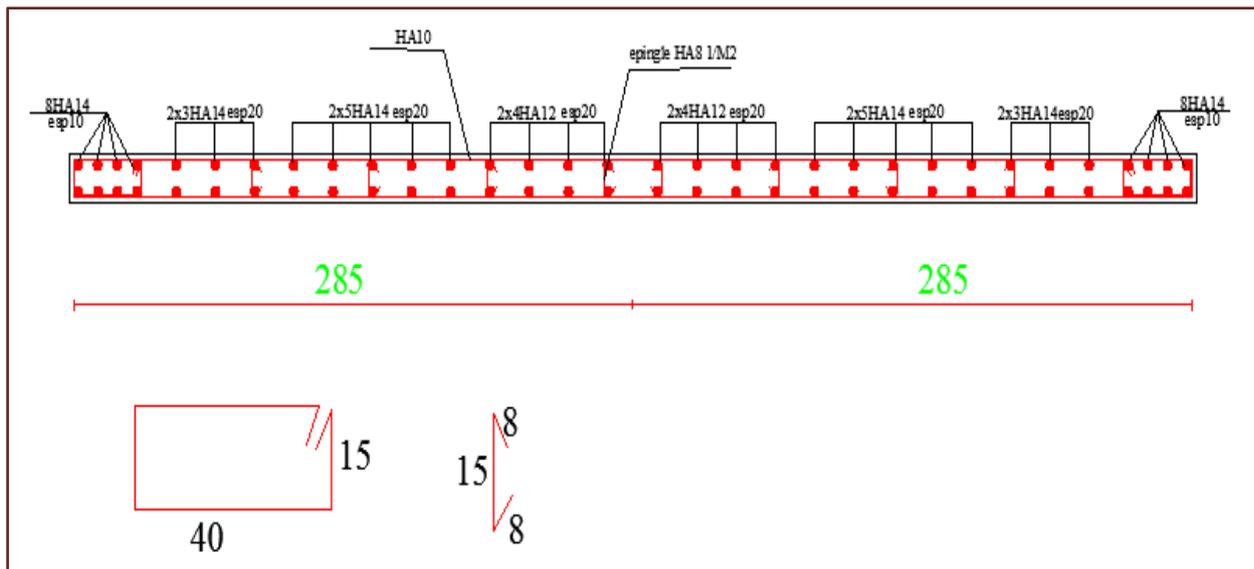


Figure IV.15 Ferrailage voile

IV.4. Plancher à corps creux :

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

IV.4.1. Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servent à transmettre les charges aux poutres principales.

Charges revenantes aux poutrelles :

Les poutrelles reçoivent de chaque côté la moitié du corps creux. Au total, elles reçoivent la charge du corps creux en entier

Donc la poutrelle sera soumise à une charge uniforme linéaire de $0.65 \cdot q$ (q est la charge totale sur le plancher à corps creux).

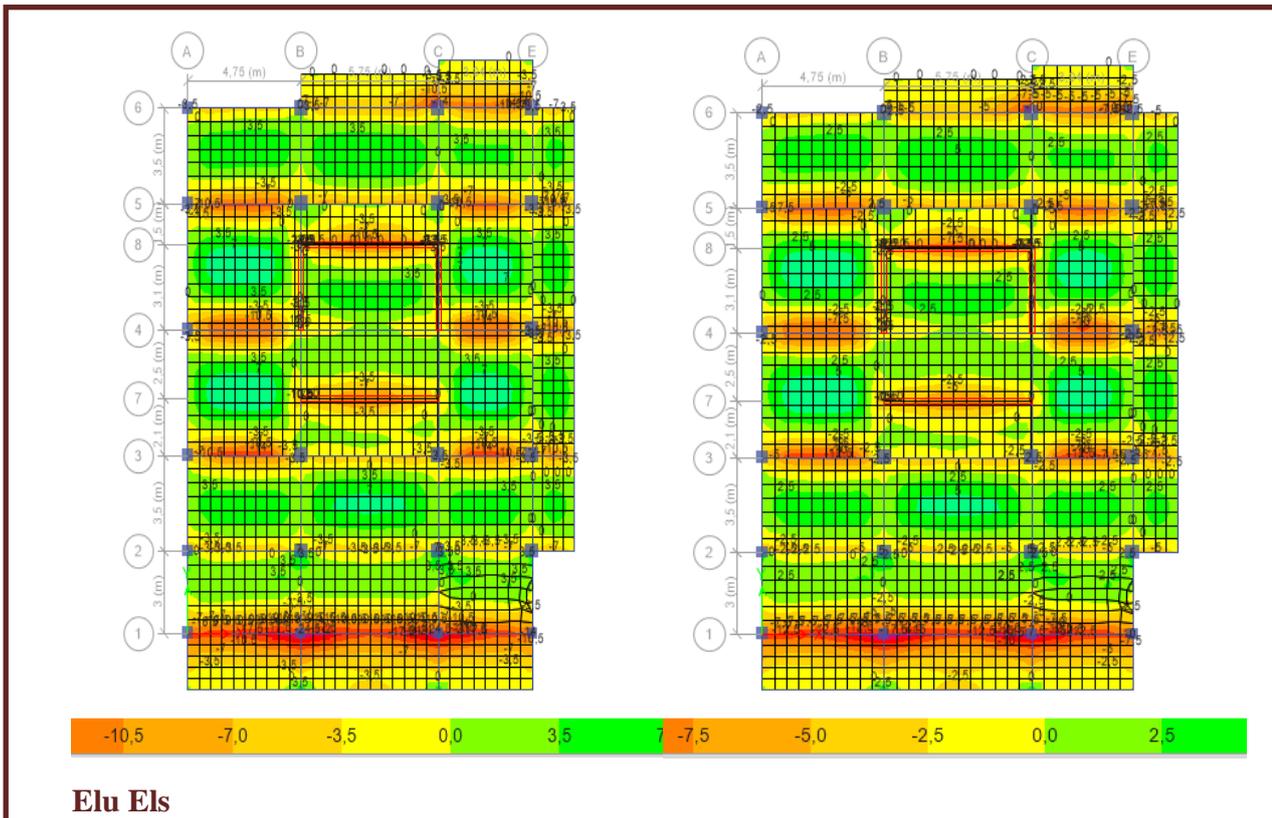


Figure IV.16 Cartographie des plancher (M22).

Les moments suivant la direction des poutrelles sont résumés dans le tableau suivant :

	ELU		ELS	
	Travée	appuis	travée	appuis
RDC	9.75	11.7	6.5	8.45
Etage	5.85	6.5	3.9	4.55

Tableau IV.13 Sollicitations maximales dans les poutrelles (KN.m)

Ferraillage :

- **En travée :** Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion.
- **En appuis :** la table de compression est tendue, un béton tendu n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	En travée		En app	
	A_s calculée	A_s choisie	A_s calculée	A_s choisie
RDC	1.9 cm ²	2HA12 = 2.26	2.5 cm ²	HA14+HA12 = 2.67
Etage	1.1 cm ²	2HA10 = 1.56	2.2 cm ²	2HA12 = 2.26

Tableau IV.14 Ferrailage des poutrelles.

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

IV.4.2. Ferrailage de la dalle de compression : selon CBA 6.8.4.2.3

La table de compression est armée d'un quadrillage d'armatures constituées par une nappe de treillis soudés, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ❖ nous choisissons un treillis soudé d'un quadrillage à maille de dimension : TS 3/3 200/250.

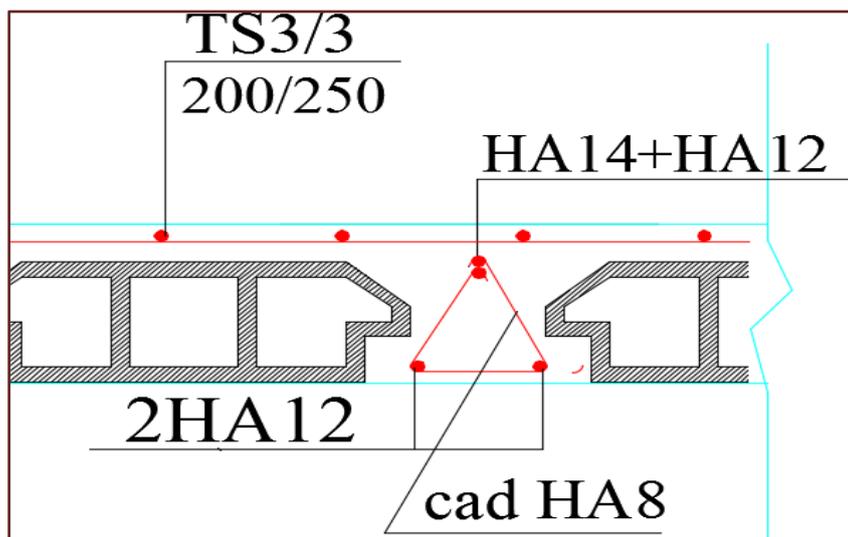


Figure IV.17 Ferrailage dalle corps creux RDC

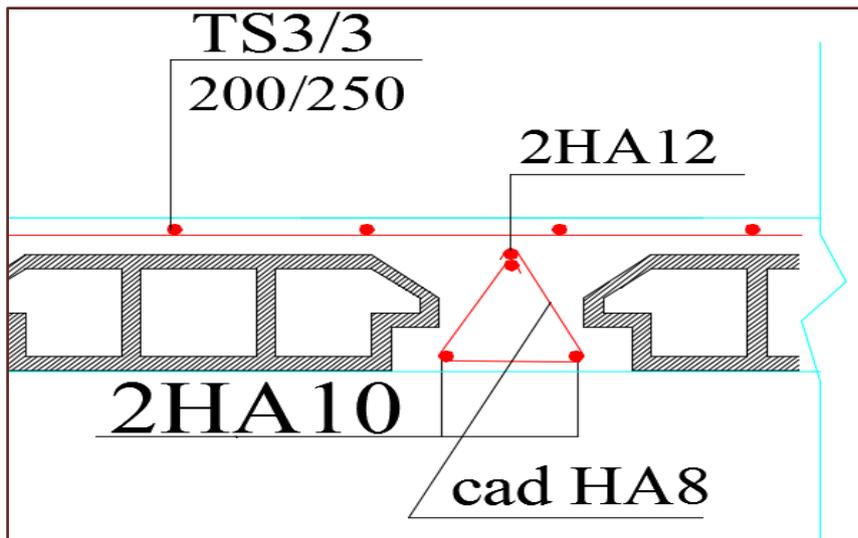


Figure IV.18 Ferrailage dalle corps creux étage

IV.5.Balcon :

Le balcon est considéré comme une console en béton armé encastrée à son extrémité (dalle pleine), nous déterminons les moments suivant des deux directions l_x et l_y , et nous calculons les armatures parallèles à ces deux directions en fonction des moments trouvés déduites du logiciel ETABS, est-elle été résumés dans le tableau suivant :

		ELU	ELS
Sens-X	Travée	8	6
	appui	24	16
Sens-Y	Travée	1	1
	appui	25	16

Tableau IV.15 Sollicitations maximales dans la dalle pleine (KN.m)

Le ferrailage de la dalle pleine se fait comme suit : Pour une bande de 1m, on aura une section rectangulaire de largeur $b = 100$ cm et de hauteur $h = 16$ cm (épaisseur de la dalle), qui travaille en flexion simple.

D'après le programme Robot expert BA, on obtient les résultats suivants :

	En travée	En appui
Sens-X	2.2	6.6
Sens-Y	1.6	6.6

Tableau IV.16 Ferrailage balcon (cm^2).

Les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible nous adoptons :

- **Nappe supérieure:**
 Ferrailage longitudinaux suivant le sens X : HA12 esp15
 Ferrailage longitudinaux suivant le sens Y : HA8 esp20
- **Nappe inférieure :**
 Ferrailage longitudinaux suivant le sens X : HA8 esp20
 Ferrailage longitudinal suivant le sens Y : HA12 esp20
- **Chaises pour le montage de la dalle :**
 Pour la réalisation de la dalle nous pouvons utiliser des chaises en $\phi 12$ comme des cadres entre les nappes d'armateur de la dalle

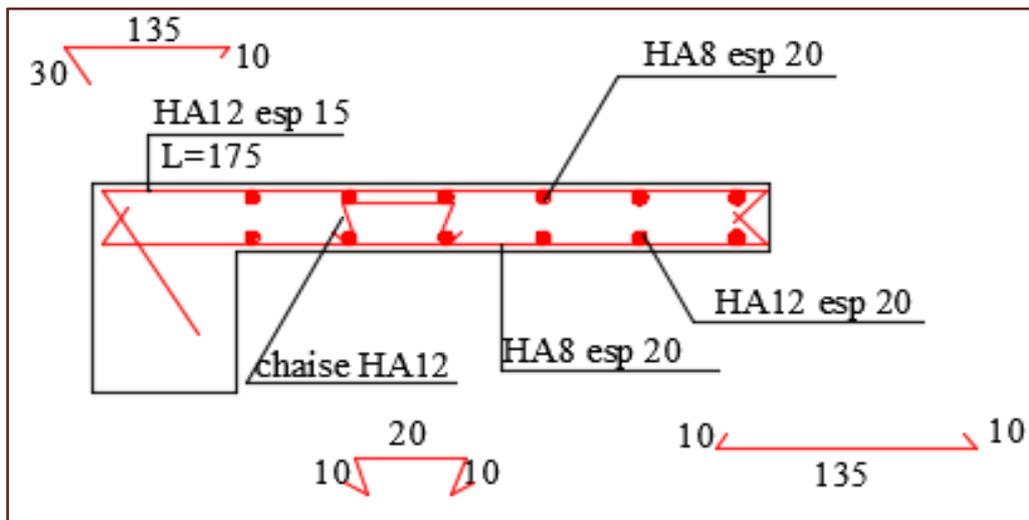


Figure IV.19 Ferrailage balcon

IV.6. Escalier :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles ils sont soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il leur convient. Dans notre projet l'escalier à étudier comporte deux volets symétriques donc on va étudier uniquement le volet 1 et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre volet.

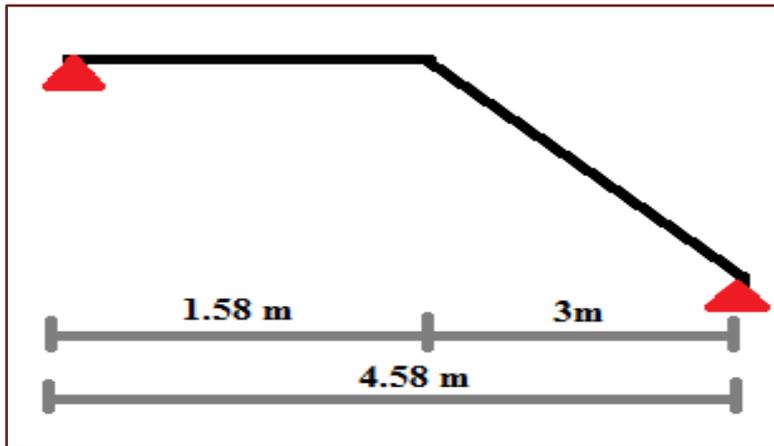


Figure IV.20 schéma statique de l'escalier

IV.6.1. Calcul des sollicitations :

Le chargement qui revient sur l'escalier :

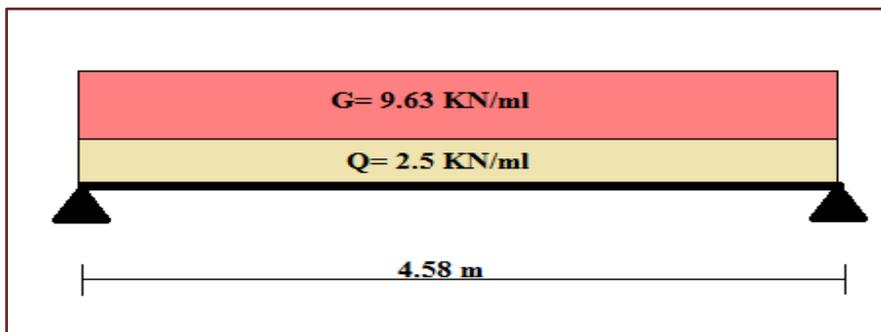


Figure IV.21 Chargement de l'escalier

Les sollicitations calculées manuellement par la **RDM**, Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire (100×20)

Comme se présentent le tableau suivant :

	ELU	ELS	A_s (cm ²)
Travée	40.16	29.08	9.5
Appuis	12.04	8.7	2.7

Tableau IV.17 sollicitation d'escalier (KN.m) et ferrailage

Le ferrailage :

- On adopte pour le ferrailage appui : **HA14 esp 20**
- On adopte pour le ferrailage travée : **HA16 esp 15**
- On adopte pour le ferrailage de répartition : **HA10 esp 20**

IV.6.2. Vérification de la flèche :

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par **BAEL91R99 art**

B.6.5.3 comme

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$L = 4.4 < 5 \text{ m} :$$

Il faut vérifier : $\Delta f_t \leq \bar{f}$

Δf_t : flèche totale, calculée par le **rebot expert BA**

⇒ **Moment appliqués :**

- Moment du à la charge permanente **G = Mg = 22 (kN.m)**
- Moment du à la charge totale **G+Q = Mp = 28 (kN.m)**

Flèche total : $\Delta f_t = 8,4 \text{ (mm)} < f_{adm} = 8,8 \text{ (mm)}$

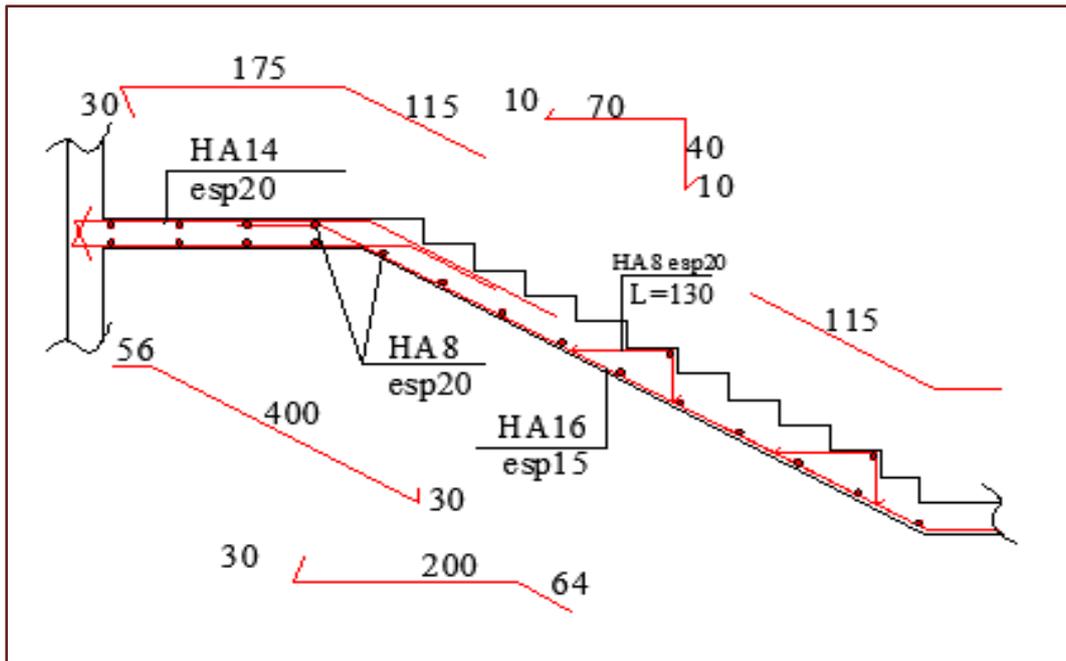


Figure IV.22 Ferrailage volée 01

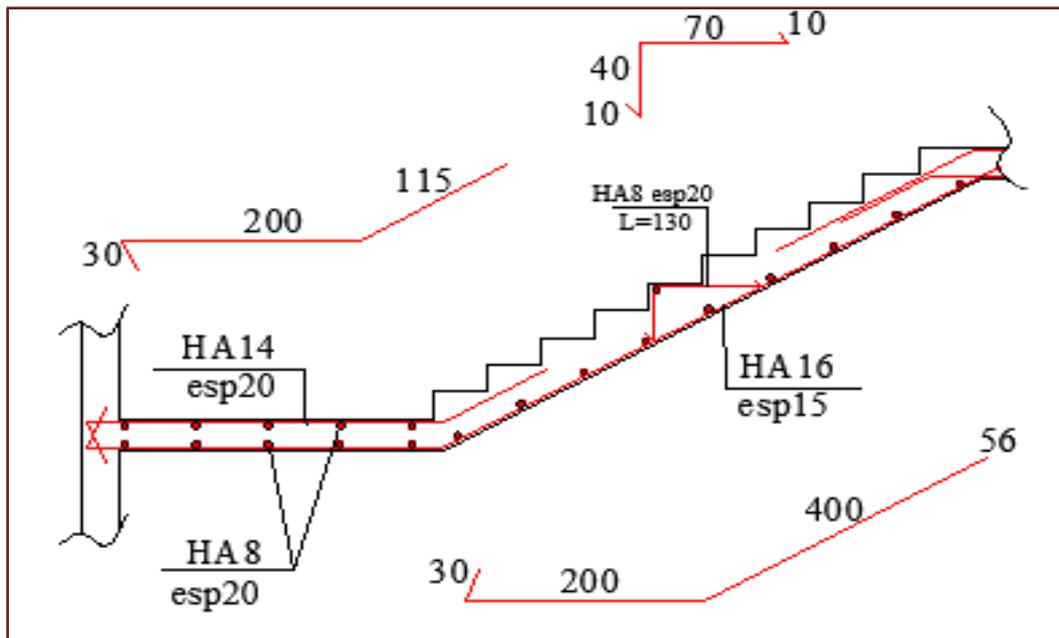


Figure IV.23 Ferrailage volée 02

IV.7. Acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il est conçu pour la protection, L'élément est exposé aux intempéries.

Ferrailage : Selon Art B.5.3.2 BAEL

$$A_s = 0.005 \times 60 \times 10 = 3 \text{ cm}^2$$

- On adopte pour le ferrailage principal armatures verticales : **HA8 esp15**
- On adopte pour le ferrailage répartition : **HA8 esp20**

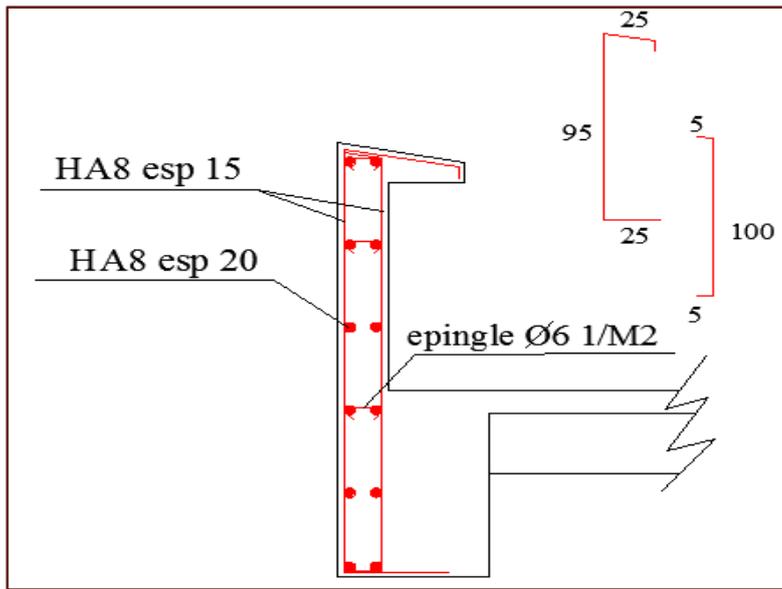


Figure IV.24 Ferrailage acrotère

Chapitre V

◆ÉTUDE INFRASTRUCTURE◆

V.1.Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, nous distinguons deux types de fondations :

- Fondation superficielles : elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.
- Fondations profondes : elles sont utilisées pour les mauvais sols de faible capacité portante

V.2.Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

Ce choix doit satisfaire deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale de l'ouvrage
- Solution facile à réaliser et économique

$$N_{\text{nécessaire}} = \frac{F}{\sigma} = \frac{54016000}{0.2} = 270080000 \text{ mm}^2 = 270 \text{ m}^2$$

On la compare avec la surface totale de la base $\frac{270}{327} = 0.8282 \%$

- Ce qui veut dire qu'on a besoin d'une surface de fondation qui occupe 82 % de la surface de la base, Donc on a adopté pour un **radier nervuré**.

V.3.Prédimensionnement radier – nervure :

Radier :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad e \geq \frac{450}{10}$$

On a pris l'épaisseur du radier $e = 45 \text{ cm}$

Nervure :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \quad \frac{460}{9} \leq h \leq \frac{460}{6}$$

On a pris la hauteur du radier $h = 80$ cm

Donc notre radier nervuré dont la dalle est d'épaisseur **45 cm** et les nervures (**55x80**) cm

V.4. Modélisation foundation- sol :

La modélisation du sol, est faite à l'aide des éléments ressorts (sol élastique) caractérisé par un coefficient K_s , leur comportement est équivalent à celui du sol, pour effectuer l'interaction sol structure.

Pour le coefficient d'élasticité du sol et vue l'absence de la donnée dans le rapport du sol, on va prendre un $K_s = 40000$ KN/m³ qui correspond aux valeurs du coefficient d'élasticité des sols dont la contrainte admissible est environ **2bars**.

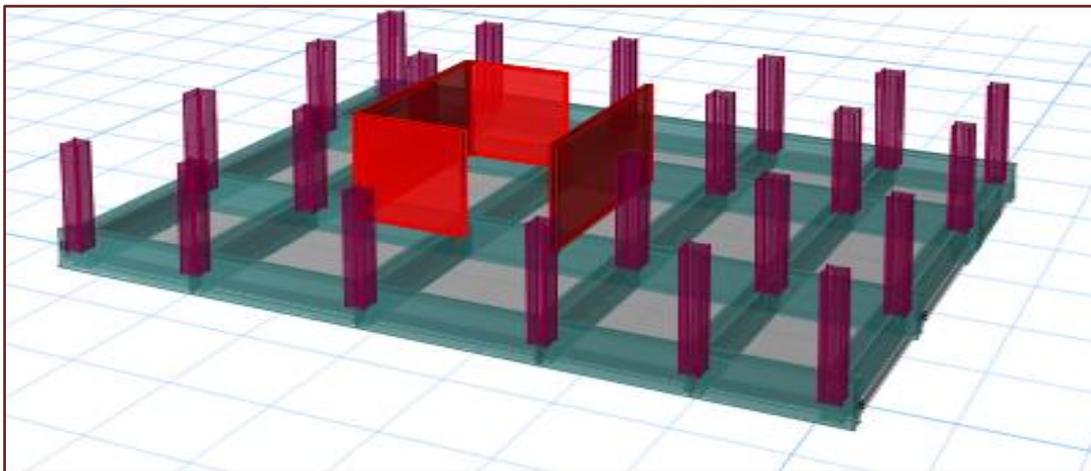


Figure V.1 Vue en 3D du radier.

V.5. Vérification de la contrainte du sol :

A tout point du radier la contrainte à ELS doit être inférieure à la capacité du sol :

$$\sigma_{ELS} < \sigma_{sol}$$

- σ_{sol} La capacité portante du sol.
- σ_{ELS} La contrainte sous radier (ELS).

les résultats suivants obtenu par le logiciel ETABS

$$\sigma_{ELS} = \frac{F_z}{s} = \frac{54016}{327.33} = 165 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

nous remarquons que la contrainte sous radier est inférieure à la contrainte admissible, Donc nous pouvons passer au ferrailage du radier

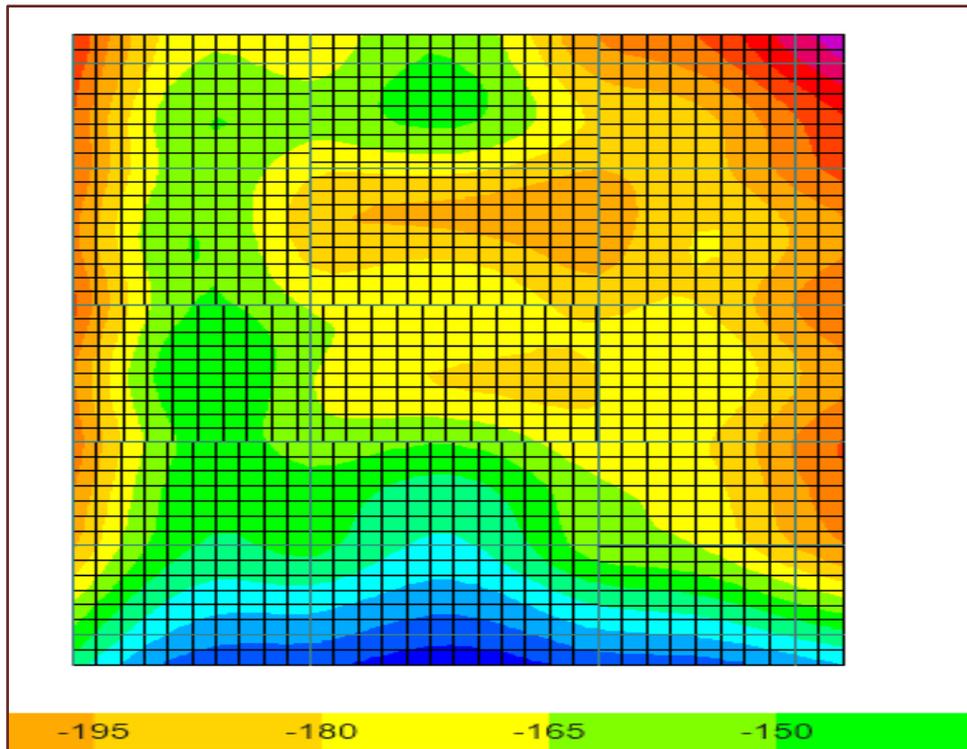


Figure V.2 : Contrainte sous radier (MPa).

V.6.Vérification de la stabilité au renversement :

$$e = \frac{M}{N} \leq B/4 \text{ selon : art 10.1.5 RPA99V2003}$$

$$\bullet \frac{37846}{54016} = 0.7\text{m} < \frac{15.44}{4} = 1.28 \text{ m}$$

$$\bullet \frac{37846}{54016} = 0.67\text{m} < \frac{21.2}{4} = 5.3 \text{ m}$$

La stabilité de notre fondation au renversement est **vérifiée**

V.7.Ferraillage du radier-nervure :

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol.

V.7.1.Ferraillage de la dalle :

Le ferraillage du radier est fait en flexion simple par le moment des deux directions M11 et M22, Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1\text{ m}$.

Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable et nous adopterons le même ferraillage pour tout le radier.

Sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel ETABS, on a obtenu les résultats suivants :

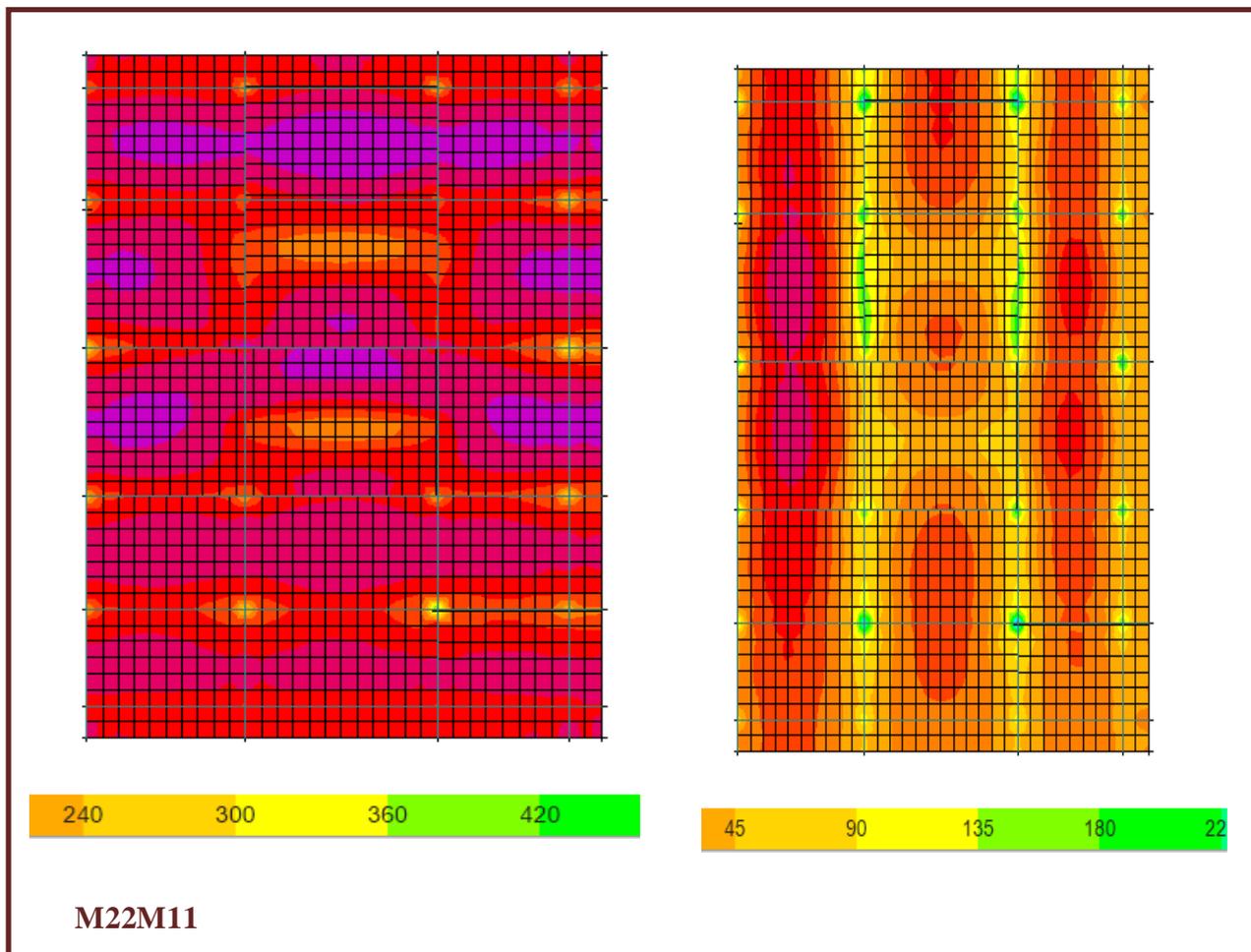


Figure V.3 Sollicitations du radier (ELS).

	En travée	En appuis
Sens - X	98	70
Sens - Y	165	90

Tableau V.1 : Sollicitations du radier (KN.m).

□ Calcul des armatures :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (100x45) cm² et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY'.

D'après le programme **Robot expert BA**, on obtient les résultats suivants :

	En travée	En appui
Sens XX	5HA16=11	5HA20+HA14=7.8
Sens YY	10HA16=18.9	5HA14+HA10=10.1

Tableau V.2: Ferrailage du radier (cm²).

On Adopte :

◆ **Nappe inférieure :**

Ferrailage longitudinale suivant le sens X :HA20 esp 20 + chapeaux HA14 esp 20

Ferrailage longitudinale suivant le sens Y :HA14 esp 20 + chapeaux HA10 esp 20

◆ **Nappe supérieure :**

Ferrailage longitudinale suivant le sens X :HA16 esp20

Ferrailage longitudinale suivant le sens Y :HA16 esp10

◆ **Chaises pour le montage de la dalle:**

Pour la réalisation de la dalle du radier on peut utiliser des chaises en $\phi 20$ comme des cadres entre les nappes d'armature de la dalle.

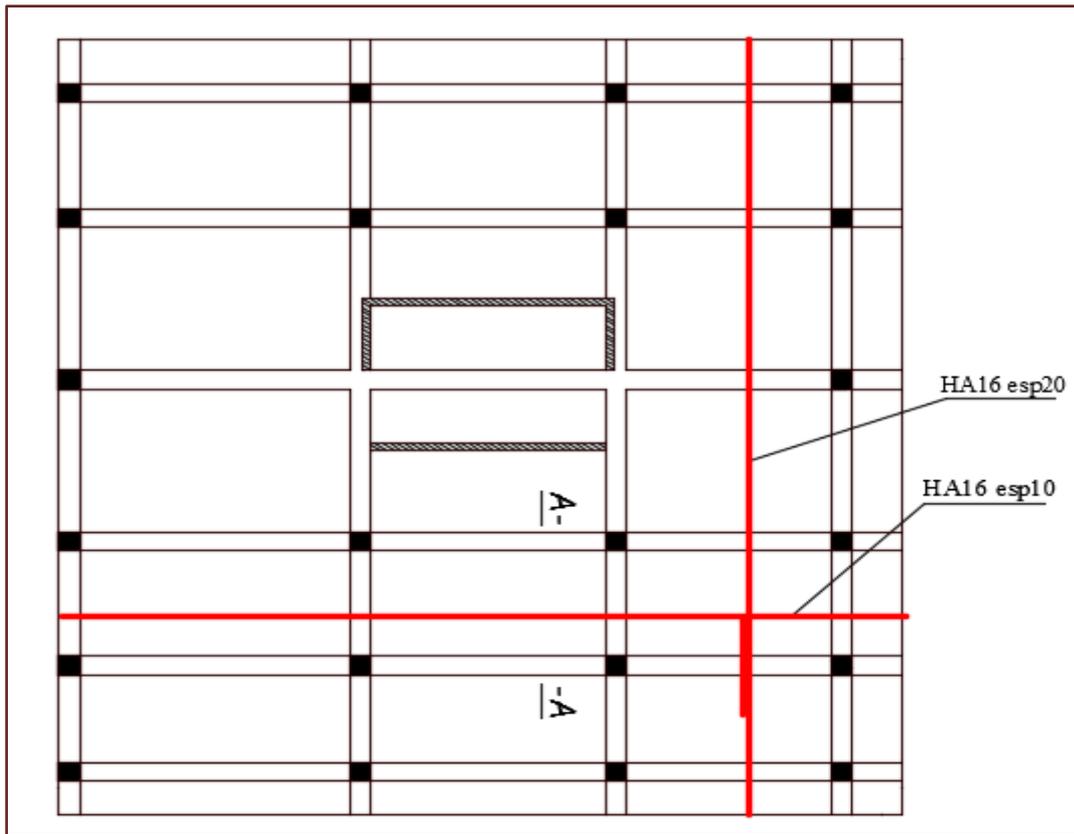


Figure V.4 Ferrailage nappe supérieure radier

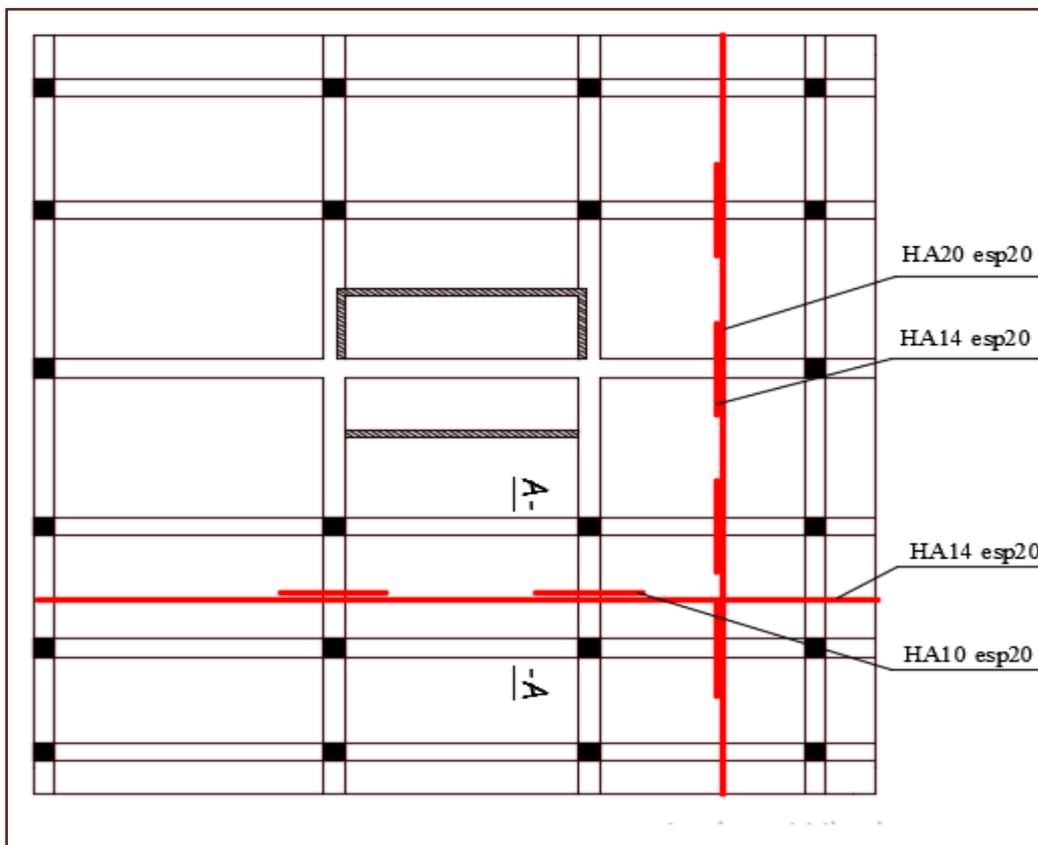


Figure V.5 Ferrailage nappe inférieure radier

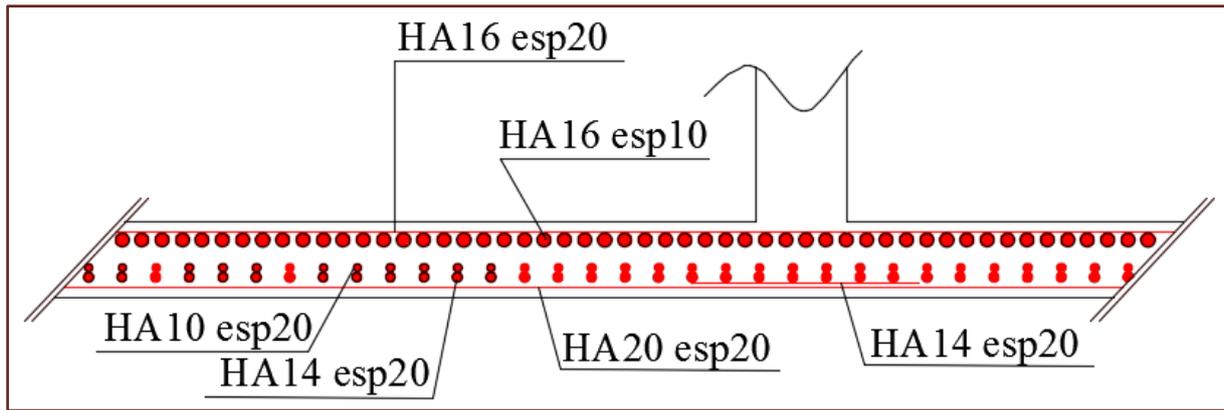


Figure V.6 Coupe A-A Ferrailage radier

V.7.2. Ferrailage des nervures :

■ **Armature longitudinales :**

Les nervures sont calculées comme une poutre renversée en flexion simple en fonction des sollicitations déduites du logiciel **ETABS**.

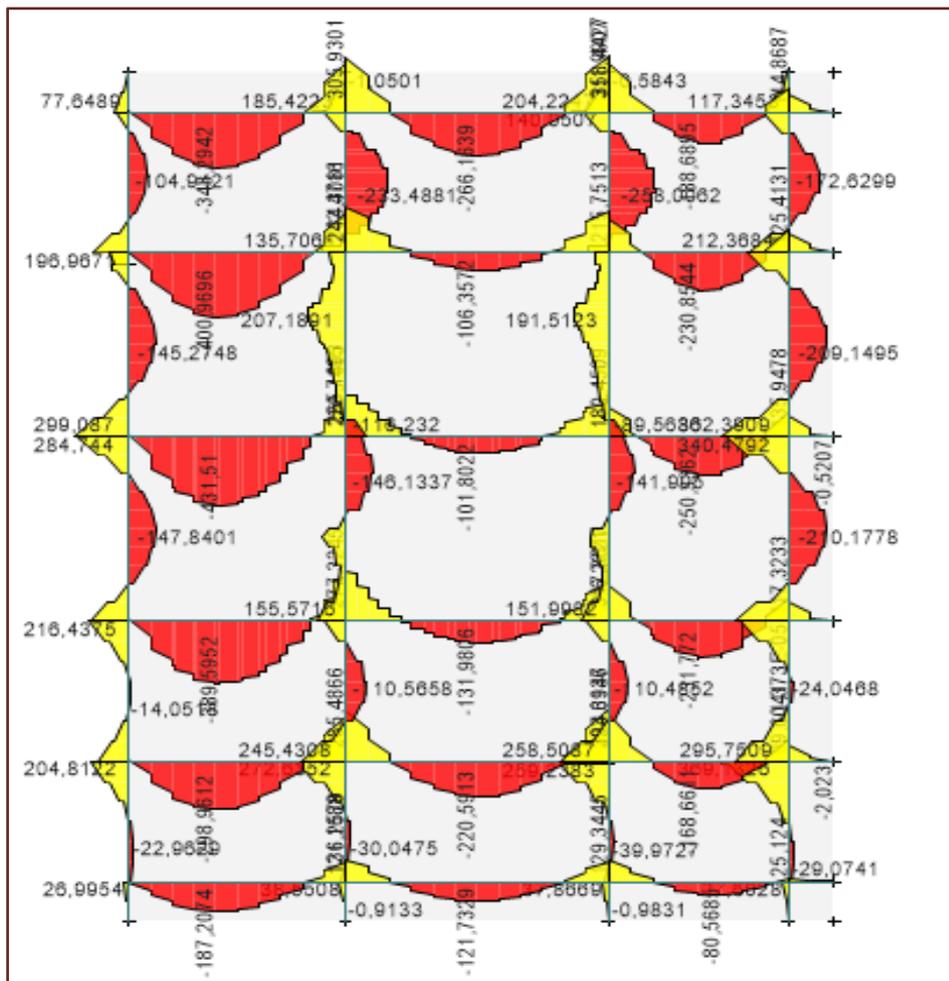


Figure V.7 :Diagramme moment fléchissant des nervures.

D'après le **ROBOT Expert**, Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	En travée			En appuis		
	M(KN.m)	A _s (cm ²)	Choix	M(KN.m)	A _s (cm ²)	Choix
Nervure X-X	431	26.1	9HA20 =28.27	358	22	5HA20+4HA16 =23.75
Nervure Y-Y	258	15.2	5HA16+4HA14 =16.21	369	22.7	5HA20+4HA16 =23.75

Tableau V.3 Ferrailage des nervures

■ Armatures transversales (RPA) :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 55 = 2,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 3.3 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend $\Rightarrow 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2$

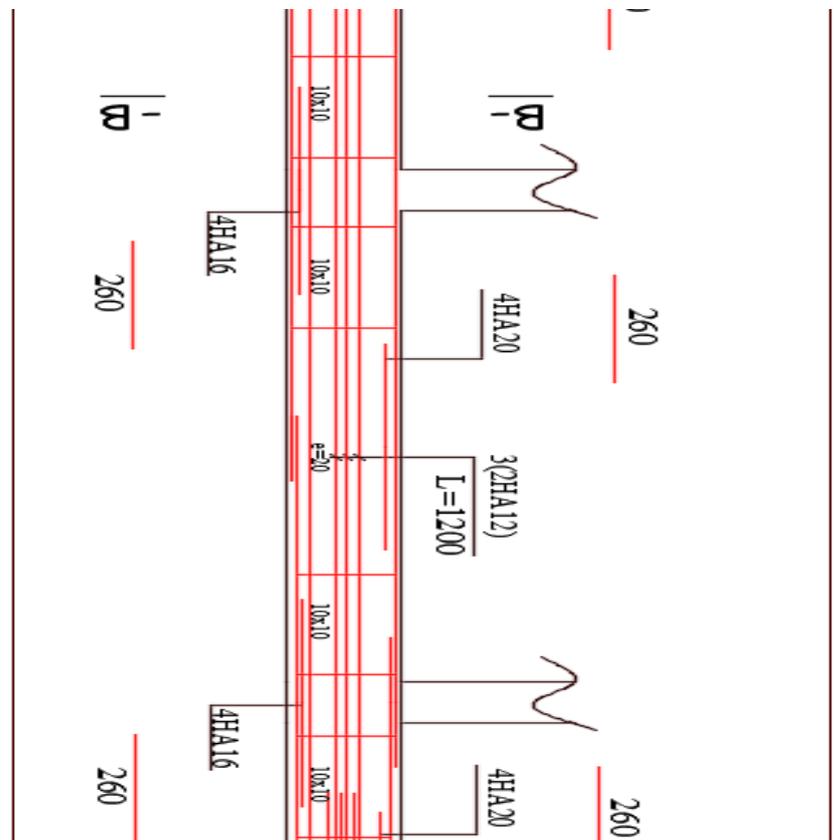


Figure V.8 : ferrailage de nervure

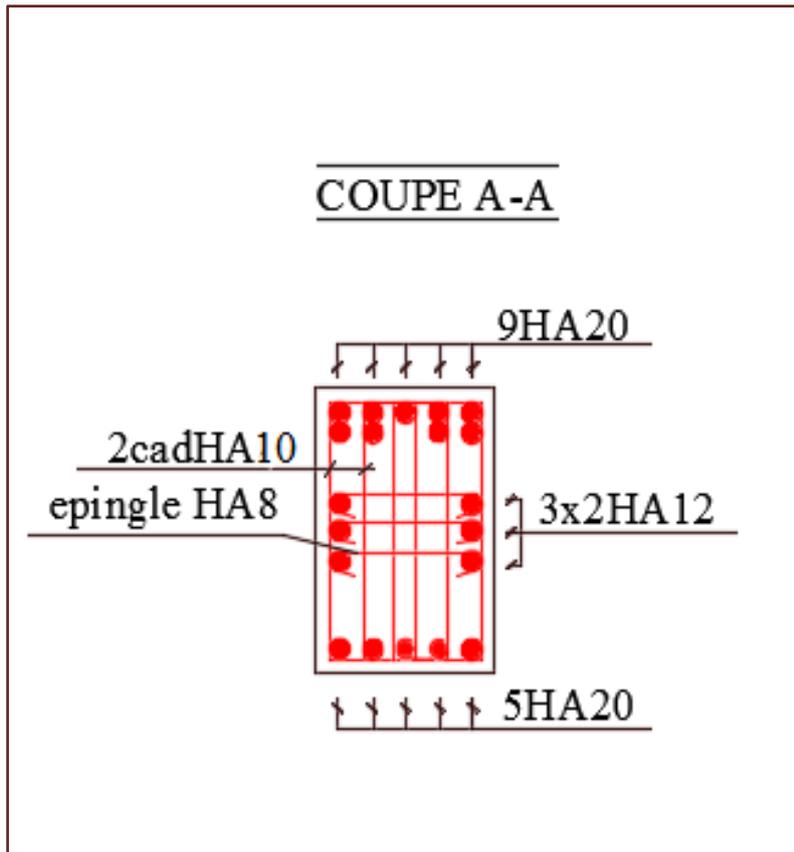


Figure V.9 : coupe A-A ferrailage de nervure

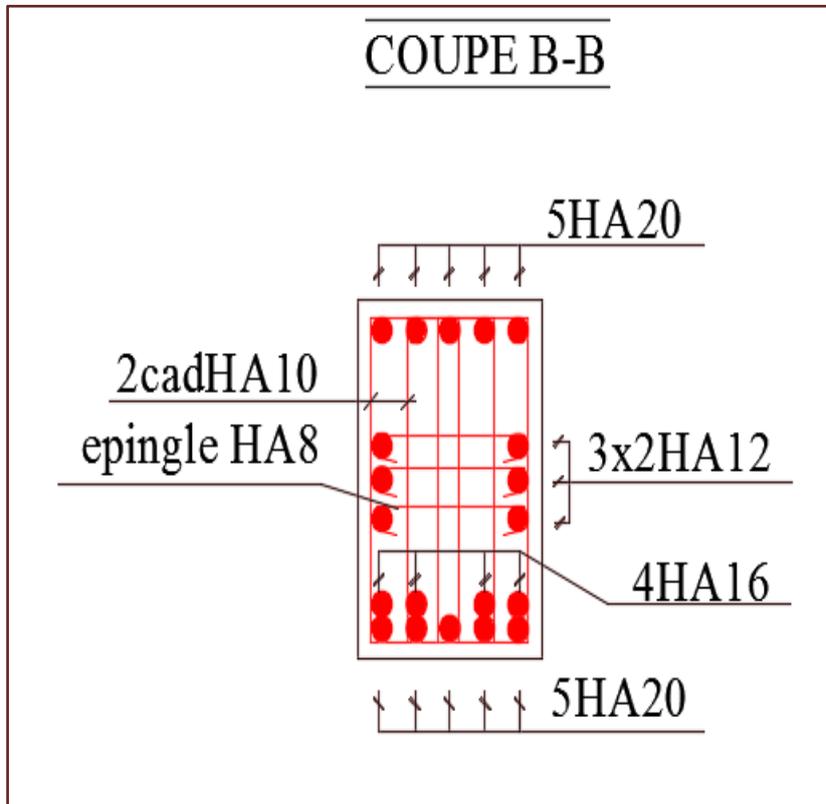
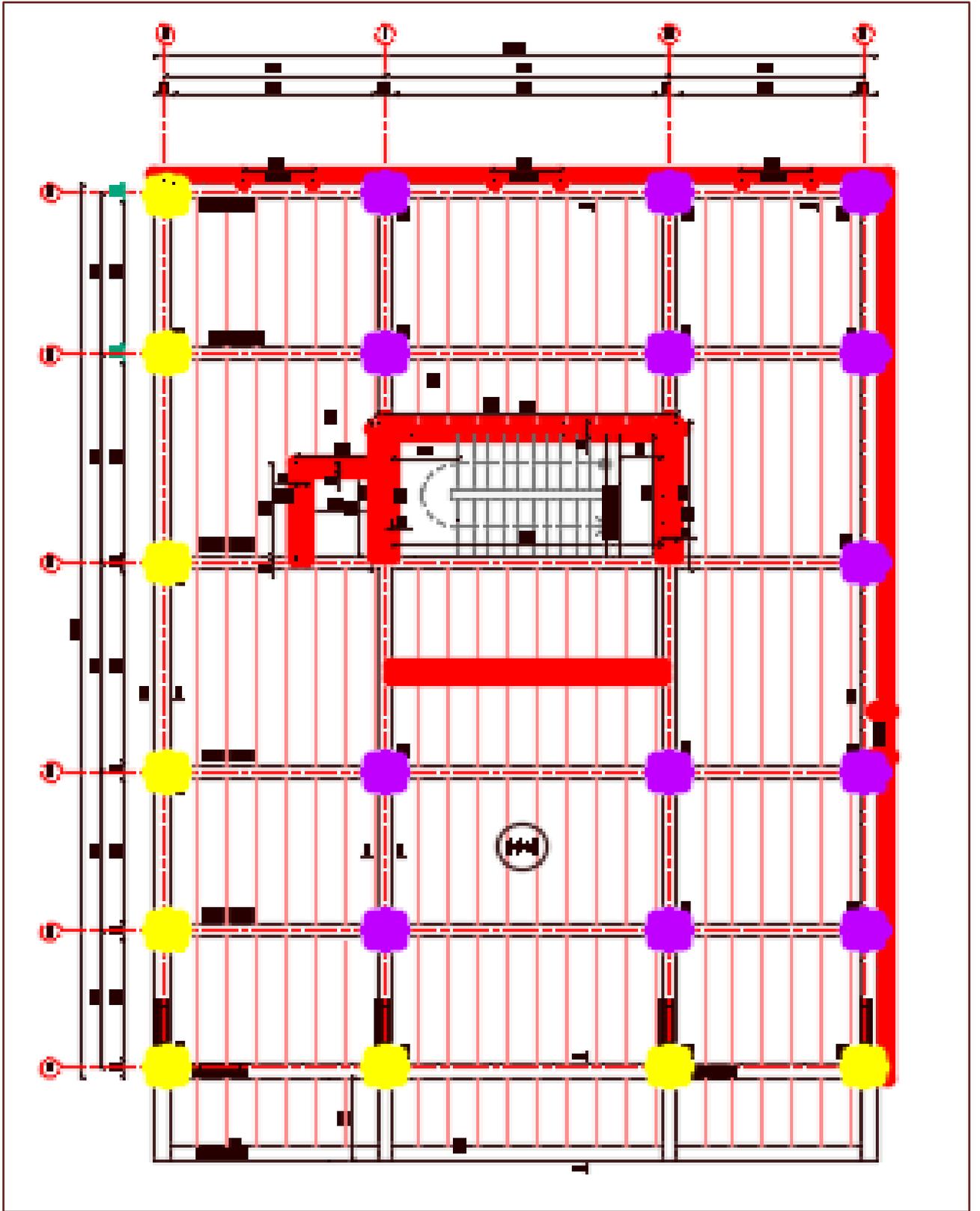
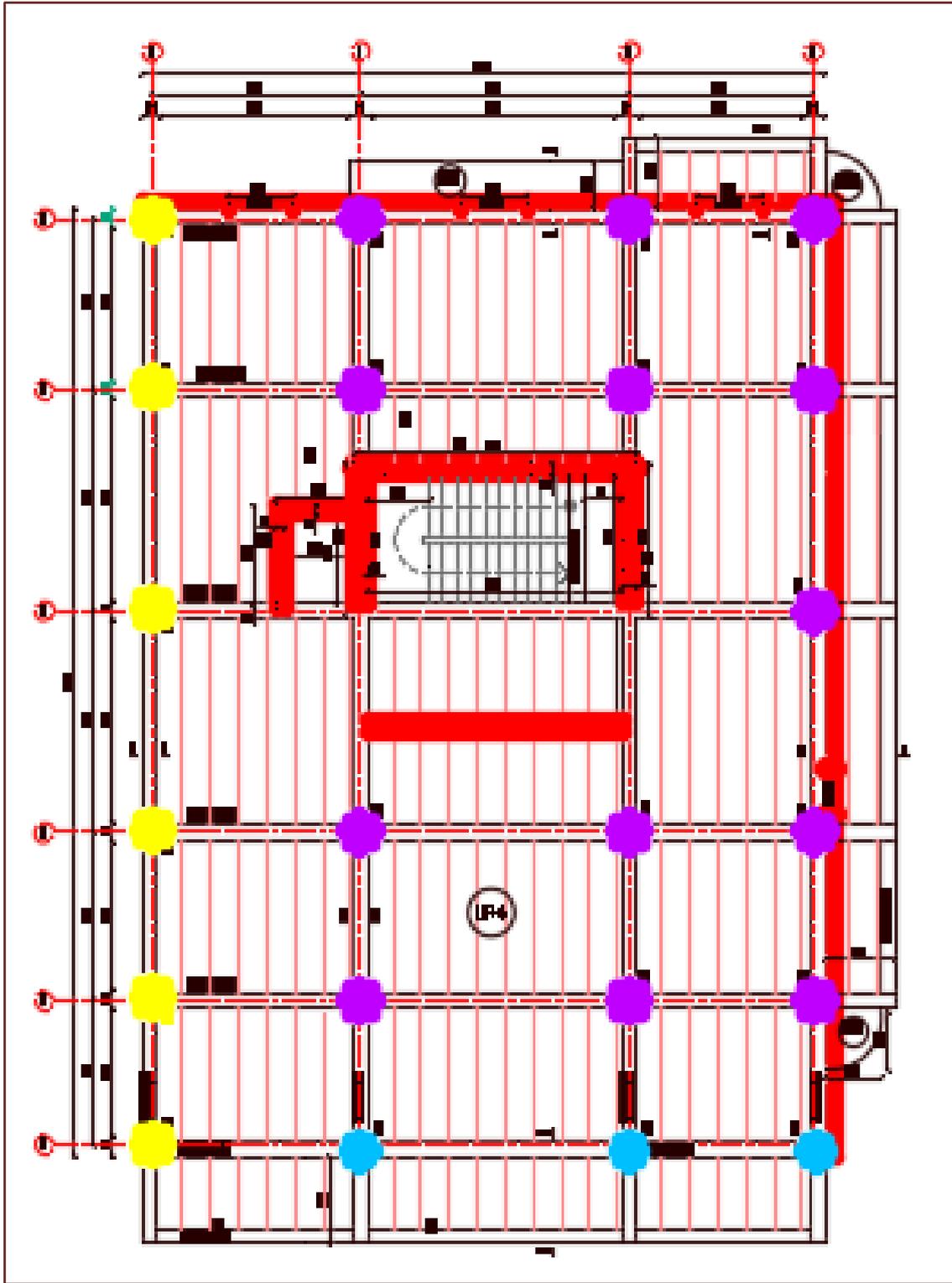


Figure V.10 : coupe B-B ferrailage de nervure

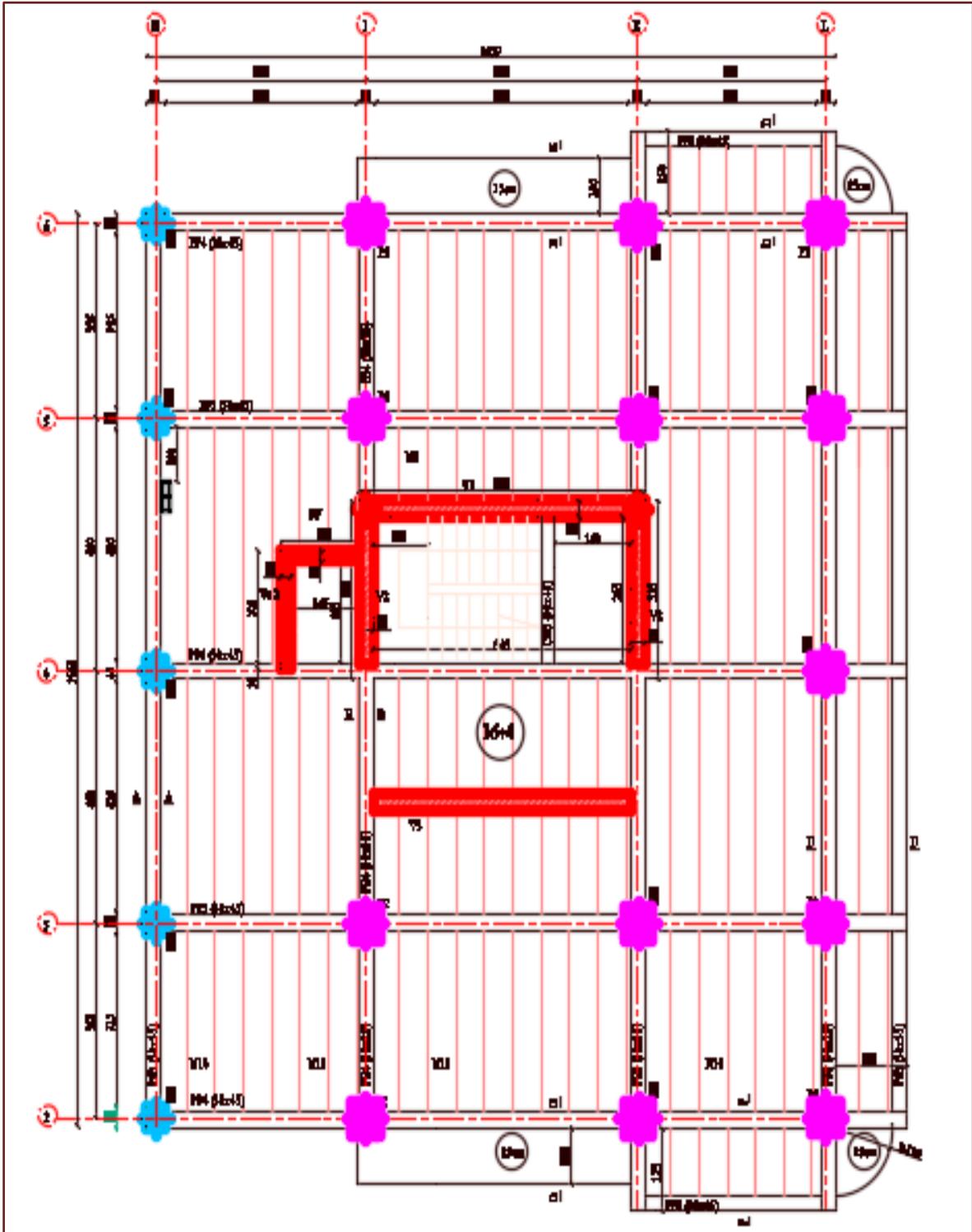
◆ Plans de coffrages ◆



PLAN DE COFFRAGE NIV (0.00)



PLAN DE COFFRAGE NIV (+ 3.74)



PLAN DE COFFRAGE NIV (+ 6.80)

◆Conclusion générale◆

Ce projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Nous avons utilisé le logiciel ETABS afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

Lors de notre formation, nous avons bien appliqué le règlement parasismique donné par le RPA99 Version 2003, nous avons étudié la réglementation algérienne pour en ressortir les éléments qui ont été utiles dans notre étude.

Nous sommes convaincus par ailleurs que ce travail élaboré n'est qu'une étape primaire aussi bien pour une carrière professionnelle que pour des études plus approfondies.

Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'études. Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE :

■ **Règlements:**

- [1] RPA-99/v2003. RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES 1999 - Version 2003. DTR-BC 2.48 - CGS, Alger,2003.
- [2] CBA-93.Règledeconceptionetdecaldculdesstructuresenbétonarmé1993.DTR-BC2.41, Alger,2003.
- [3] DTR-BC 2.2 Document Technique Réglementaire Charges etSurcharges.

■ **Livres:**

- [4] Mr. B.KEBAILI , Le bétonarmé aux états limites .

■ **Thèses:**

- [5] MOHAMED Yacer Bouras Alaedine, étude d'un bâtiment R+9 avec sous-sol aoran en tenant compte de l'influence de la variation de la resistance du beton.
- [6] DAOUD Amel Etude d'un bâtiment R+4+deux entre sol, a usage multiple Contrevente par voiles porteurs
- [7] BENABED Mohamed,etude d'un batiment en c+16 a usage multiple aannaba