

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNAB UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNAB



جامعة باجي مختار-عنابة

Année 2019

Faculté : Science de l'ingénierie
Département : Génie Civil

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de : MASTER

Thème :

**ETUDE D'UN BATIMENT EN C+16 A USAGE MULTIPLE A
ANNABA**

Domaine : Sciences et Technologies

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Par :

BENABED MOHAMED

BENABED ABDENOUR

BOUSBAI BILLEL

DIRECTEUR DE MEMOIRE : Mr : ATHMANI ALLAEDDINE

DEVANT LE JURY

- Mr : KEBAILI BACHIR.
- Mme : MENADI SOUAD.

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions vivement, notre encadreur Mr : **ATHMANI ALLAEDDINE** de nous avoir pris en charge, et pour sa disponibilité, son aide et ses précieux conseils.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier les membres de bureau d'étude **HYBATP** notamment **CHORFI MOUNA** qui ont beaucoup nous aidés pour élaborer ce travail.

Nous adressons par la même occasion nos remerciements à Mr : **TLILI LAIDE**, de nous avoir remis les plans nécessaires de ce présent travail.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'une Tour de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un rez de chaussée+16 étages, implanté dans la wilaya d'ANNABA.

Ce manuscrit est composé de sept chapitres :

Le premier chapitre est consacré à la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation ...etc). Le deuxième, au pré dimensionnement des éléments secondaires et principaux.

Le chapitre trois est dédié à la modélisation 3D en éléments finis du bâtiment et à l'étude sismique conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA99/V2003).

Le calcul des éléments structuraux et secondaire sont présentés respectivement au chapitres quatre et cinq.

Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure.

Sommaire :

CHAPITRE I: PRESENTATION DU PROJET

I.1 Présentation de l'ouvrage	1
I.2 Description architecturale	2
I.3 Description structurale	2
I.4 Données géotechniques du site	3
I.5 Règlements et documents utilisés	3
I.6 Plans d'architectures	3

CHAPITRE II: CARACTERISTIQUE DES MATERIAUX

II.1 Le béton	8
II.1.1 Composition du béton	8
II.1.2 Caractéristique du béton utilisé	8
II.1.2.1 Résistance caractéristique à la compression	8
II.1.2.2 Résistance caractéristique à la traction	8
II.1.2.3 Module de déformation longitudinale	9
II.1.2.4 Contraintes limites de compression	9
II.1.2.5 Contrainte limite de cisaillement	9
II.2 Les aciers	10

CHAPITRE III: PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

III.1 Plancher à corps creux	11
III.1.1 Disposition des poutrelles	11
III.1.2 Dimensionnement des planchers	12
III.1.3 Pré dimensionnement des poutrelles	13
III.2 Les poutres	13
III.3 Les poteaux	14
III.3.1 Choix préalables des sections	14
III.3.2 Décence de charge	15
III.3.3 Calcul des sections des poteaux	15
III.4 Pré-dimensionnement des voiles	17
III.4.1 L'épaisseur	18
III.4.2 La longueur	18

Sommaire :

III.5 Les escaliers	18
III.5.1 Terminologie	18
III.5.2 Dimensionnement	19
III.6 Balcon	19
III.7 L'acrotère	20
III.8 Evaluation des charges et des surcharges	20
III.8.1 Les planchers	20
III.8.2 Dalle plein	21
III.8.3 Escalier.....	22
III.8.4 Murs double parois en brique creux.....	23
III.8.5 L'Acrotère	23

CHAPITRE IV: ETUDE SISMIQUE

IV.1 Modélisation	24
IV.2 Méthode de calcul des forces sismiques	25
IV.3 Disposition des voiles	25
IV.4 Résultats de l'analyse modale	28
IV.5 Vérifications réglementaires	30
IV.5.1 Justification de l'interaction voiles portiques	30
IV.5.2 Estimation de la période fondamentale expérimentale	32
IV.5.3 La résultante des forces sismiques	32
IV.5.4 Vérification de L'excentricité	35
IV.5.5 Les déplacements latéraux inter- étage	36
IV.5.6 Le déplacement max au sommet.....	37
IV.5.7 Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	38
IV.5.8 Vérification au renversement	39
IV.6 Conclusion	39

CHAPITRE V: FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1 Les poutres	40
V.1.1 Rôle et définition	40
V.1.2 Calcul du ferrailage	40
V.1.3 Vérification des poutres aux états limites (ELU et ELS)	43
V.1.4 Disposition constructive	44
V.1.5 Schéma de ferrailage	45

Sommaire :

V.2 Les poteaux	48
V.2.1 Rôle et définitions	48
V.2.2 Calcul du ferrailage	48
V.2.3 Disposition constructive	50
V.2.4 Schéma de ferrailage	51
V.3 Les voiles	51
V.3.1 Rôle et définition	52
V.3.2 Le Ferrailage	52
V.3.3 Exemple de calcul	53

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS SECONDAIRE

VI.1 Plancher à corps creux	56
VI.1.1 Ferrailage des poutrelles	56
VI.1.2 Ferrailage de la dalle de compression	57
VI.1.3 Schéma de ferrailage	57
VI.2 Dalle pleine	58
VI.2.1 Ferrailage	58
VI.2.2 Le schéma de ferrailage	59
VI.3 Escalier	59
VI.3.1 Calcul des sollicitations	60
VI.3.2 Le ferrailage	61
VI.3.3 Vérification de la flèche	61
VI.3.4 Schéma de ferrailage	61
VI.4 Etude de la poutre palière	63
VI.4.1 Pré dimensionnement	63
VI.4.2 Ferrailage	63
VI.5 L'acrotère	64
VI.5.1 Sollicitation	64
VI.5.2 Ferrailage	65
VI.5.3 Schéma de ferrailage	66

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 Rôle et définition	67
VII.2 Choix du type de fondation	67

Sommaire :

VII.3 Modalisation du sol	67
VII.4 Vérification de la contrainte du sol	68
VII.5 Ferrailage du radier nervurer	69
VII.5.1 Ferrailage de la dalle	69
VII.5.2 Ferrailage des nervures	71
CONCLUSION GENERALE	73
PLANS COFFRAGE.	
BIBLIOGRAPHIE.	

Liste des tableaux :

- Tableau II.1** : Résistance caractéristique à la compression.
- Tableau II.2** : Caractéristiques du béton utilisé.
- Tableau II.3** : Caractéristiques des aciers utilisés.
- Tableau III.1** : Dimensions des poutres.
- Tableau III.2** : Sections préalables des poteaux.
- Tableau III.3** : Prédimensionnement des poteaux centraux.
- Tableau III.4** : Vérification de la section adoptée des poteaux centraux.
- Tableau III.5** : Prédimensionnement des poteaux de rive.
- Tableau III.6** : Vérification de la section adoptée des poteaux de rive.
- Tableau III.7** : Evaluation des charges du plancher terrasse (inaccessible).
- Tableau III.8** : Evaluation des charges du plancher étage courant.
- Tableau III.9** : Evaluation des charges dalle plein.
- Tableau III.10** : Evaluation des charges du balcon.
- Tableau III.11** : Evaluation des charges de la volée.
- Tableau III.12** : Evaluation des charges du palier.
- Tableau III.13** : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.
- Tableau III.14** : Evaluation des charges permanentes de l'acrotère.
- Tableau IV.1** : Périodes et participation massique.
- Tableau IV.2** : Résultats de l'interaction sous charges horizontales.
- Tableau IV.3** : Résultats de l'interaction sous charges verticales.
- Tableau IV.4** : Valeurs des pénalités.
- Tableau IV.5** : La force sismique à la base.
- Tableau IV.6** : Vérification de la résultante sismique.
- Tableau IV.7** : Vérification de l'excentricité.
- Tableau IV.8** : Vérification des déplacements.
- Tableau IV.9** : Vérification des déplacements max au sommet.
- Tableau IV.10** : Justification vis-à-vis de l'effet $P-\Delta$.
- Tableau IV.11** : Vérification au renversement.
- Tableau V.1** : Sollicitations maximales dans les poutres.
- Tableau V.2** : Ferrailage des poutres principales et secondaires.
- Tableau V.3** : L'espacement des cadres des poteaux.
- Tableau V.4** : Longueur de la zone nodale des poutres.
- Tableau V.5** : Vérification des contraintes tangentielles.
- Tableau V.6** : Sollicitations maximales dans les poteaux.

Liste des tableaux :

Tableau V.7: Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

Tableau V.8 : L'espaceur des cadres des poteaux.

Tableau V.9 : longueur de la zone nodale des poteaux.

Tableau V.10 : Ferrailage des linteaux .

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales dans les poutrelles.

Tableau VI.2 : Ferrailage des poutrelles.

Tableau VI.3 : Sollicitations maximales dans la dalle plein.

Tableau VI.4 : Ferrailage dalle plein (cm^2).

Tableau VI.5 : Ferrailage escalier (cm^2).

Tableau VI.6 : Vérification de la flèche escalier.

Tableau VI.7 : Ferrailage poutre palier .

Tableau VI.8 : Sollicitations du calcul de l'acrotère.

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

Tableau VII.2 : Ferrailage du radier (cm^2).

Tableau VII.3 : Ferrailage nervure XX.

Tableau VII.4 : Ferrailage nervure YY.

Liste des figures :

Figure I.1 : Vue 3D de la tour.

Figure III.1 : Coupe du plancher à corps creux.

Figure III.2 : Disposition des poutrelles.

Figure III.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.

Figure III.4 : résultats de la decente des charges.

Figure III.5 : Coupe transversale d'un voile.

Figure III.6 : Terminologie d'un escalier.

Figure III.7 : Dimensions de l'acrotère.

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

Figure IV.2 : Modélisation 3D de la structure sur Robot.

Figure IV.3 : Disposition des voiles (RDC - 12^{ème} étage).

Figure IV.4 : Disposition des voiles (13 - 16^{ème} étage).

Figure IV.5 : Les trois premiers modes de vibration.

Figure V.1 : Diagramme des sollicitations dans les poutres.

Figure V.2 : Zone nodal (poutre).

Figure V.3 : Diagramme des effort tranchants dans les poutres.

Figure V.4 : Ferrailage poutre PP1.

Figure V.5 : Ferrailage poutre PP5.

Figure V.6 : Ferrailage poutre PS4.

Figure V.7 : Zone nodal (Poteau).

Figure V.8 : Ferrailage poteau intermédiaire "P2".

Figure V.9 : Sollicitation dans le voile V1.

Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile V1.

Figure V.11 : Sollicitation dans le voile V6 .

Figure V.12 : Schéma de ferrailage du voile V6.

Figure V.13 : Sollicitation dans les linteaux.

Figure V.14 : ferrailage linteau du voile V2.

Figure VI.1 : Cartographie des plancher (M11).

Figure VI.2 : Ferrailage poutrelle.

Figure VI.3 : Ferrailage dalle plein.

Figure VI.4 : Vue en plan de l'escalier.

Figure VI.5 : Chargement de l'escalier.

Figure VI.6 : Sollicitations escalier

Liste des figures :

Figure VI.7 : Coffrage escalier niveau étage courant.

Figure VI.8 : Ferrailage volée 01.

Figure VI.9 : Ferrailage volée 02 .

Figure VI.10 : Sollicitations poutre palier.

Figure VI.11 : Schéma statique de l'acrotère.

Figure VI.12 : Ferrailage de l'acrotère.

Figure VII.1 : Vue en 3D du radier.

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

Figure VII.3 : Sollicitations du radier.

Figure VII.4 : Ferrailage radier.

Figure VII.5 : Diagramme moment fléchissant des nervures.

Introduction générale :

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

L'étude que nous avons menée, nous a permis de faire le lien entre les connaissances acquises durant notre promotion et de compléter celle-ci par des nouvelles théories et l'application dans un cas pratique.

De ce fait, ce projet nous a permis de mieux apprécier le métier d'ingénieur en génie civil et son rôle dans la réalisation des structures qui ne se limite pas simplement au calcul du ferrailage mais adopte :

- Les solutions des problèmes existants de la meilleure façon possible en tenant compte de l'économie et de la sécurité.
- La conception.

L'ingénieur en génie civil n'est pas un calculateur seulement, mais il faut proposer des solutions raisonnables et efficaces sur terrain ; d'une manière générale une conception justifier doit prendre en compte premièrement la sécurité pour éviter carrément les dégâts humain et matériel, sans oublier l'économie et le temps d'exécution.

CHAPITRE I
« Présentation du projet »

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé de dix-sept niveaux (C+16). Le bâtiment fait partie d'un projet de réalisation de 186 logements promotionnels situé à RYM SUPERIEUR wilaya de ANNABA.

Cette structure est destinée à usage multiple : le RDC à usage commercial et les autres niveaux sont destinés à l'habitation.

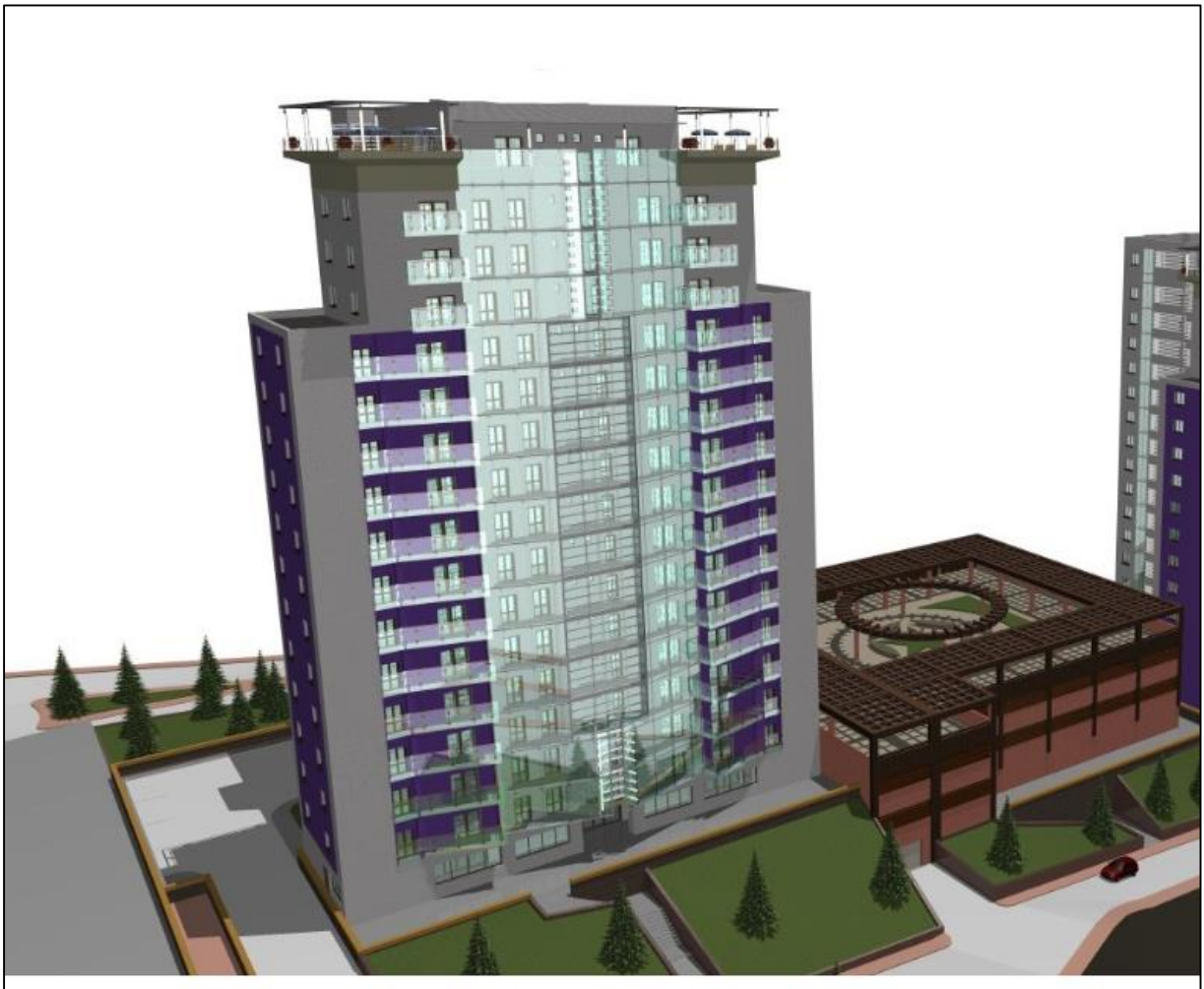


Figure I.1 : Vue 3D du bâtiment.

I.2 Description architecturale

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 **52,70 m**

➤ **Dimensions en plans :**

- Longueur totale du tour à la base **39,20 m**
- Largeur totale du tour à la base **29,30 m**

I.3 Description structurale

I.3.1 Structure de contreventement :

Vue la hauteur du bâtiment, et d'après l'article 3.4.A.3 du RPA99/v2003, le contreventement dans ce cas-là est assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile.

I.3.2 Les planchers :

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.

I.3.3 Escaliers:

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire.

I.3.4 Maçonnerie :

➤ **Murs extérieurs :**

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 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.4 Données géotechniques du site

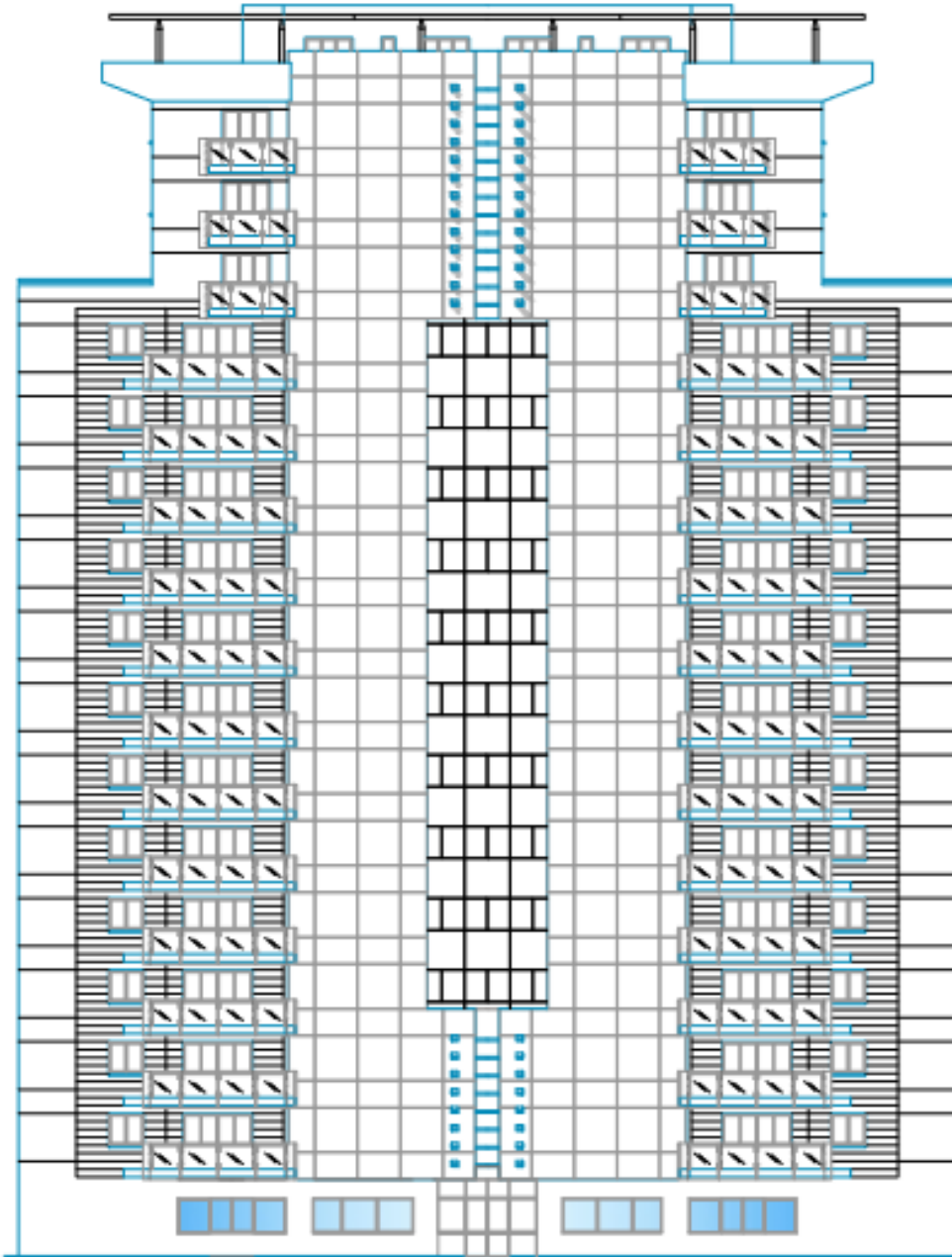
Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un **sol ferme** et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bars}$.

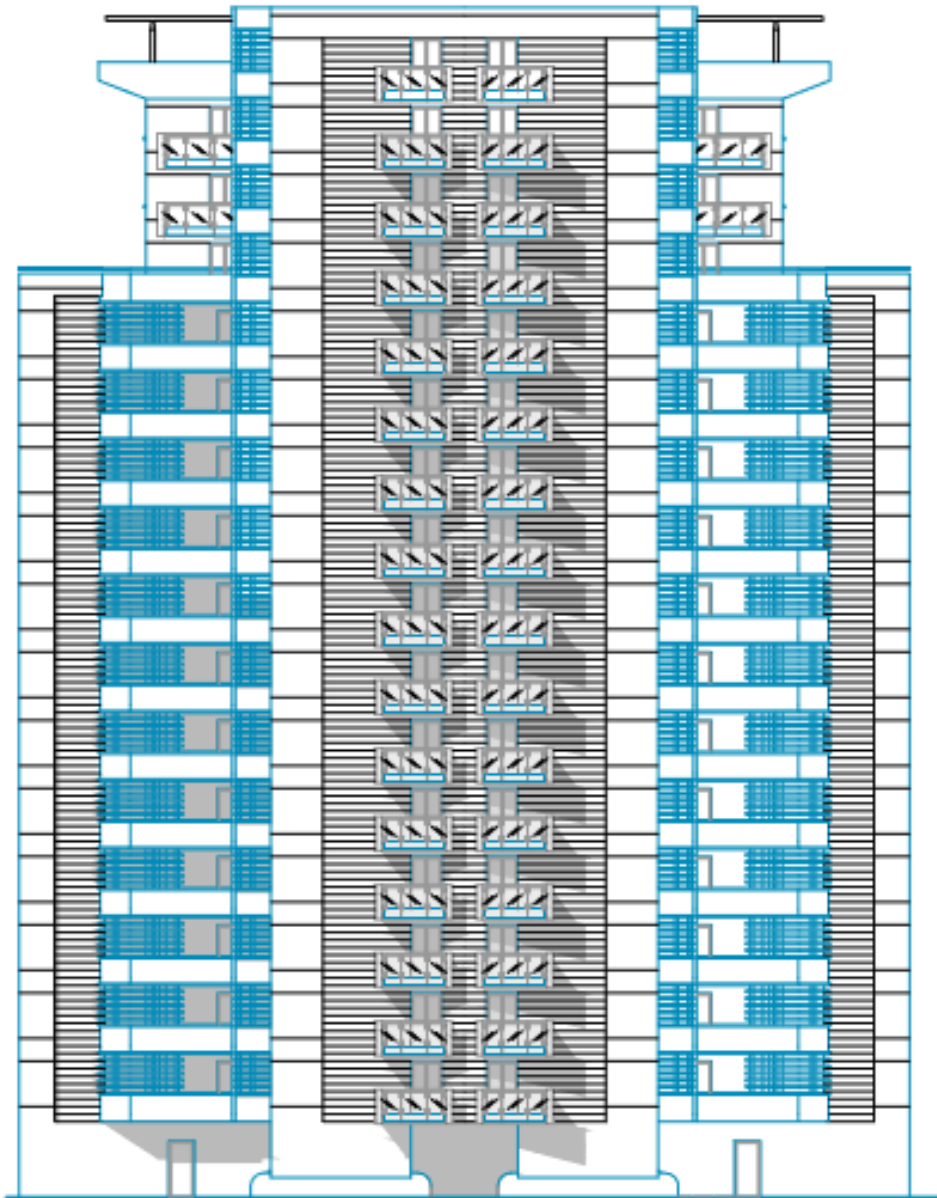
I.5 Règlements et documents utilisés

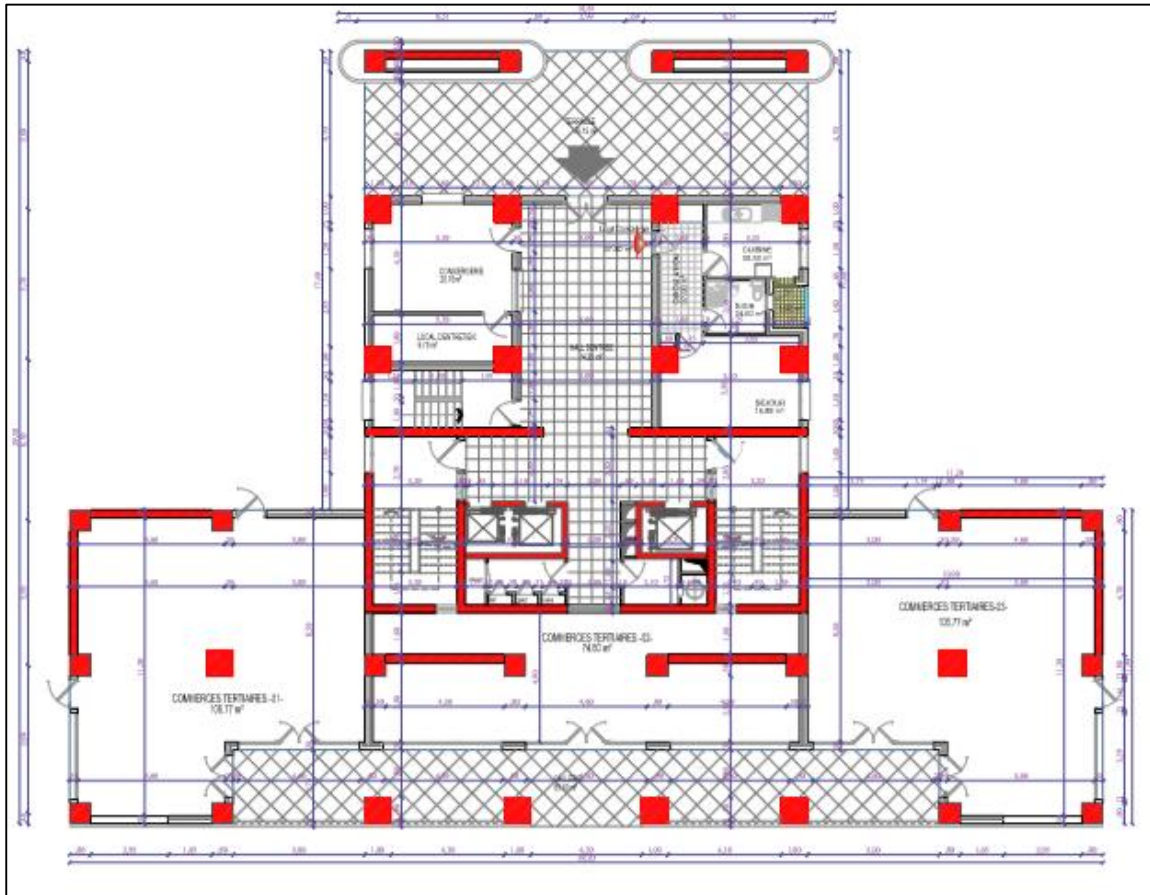
Le calcul de cet ouvrage sera conforme aux règlements et documents suivants :

- **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).

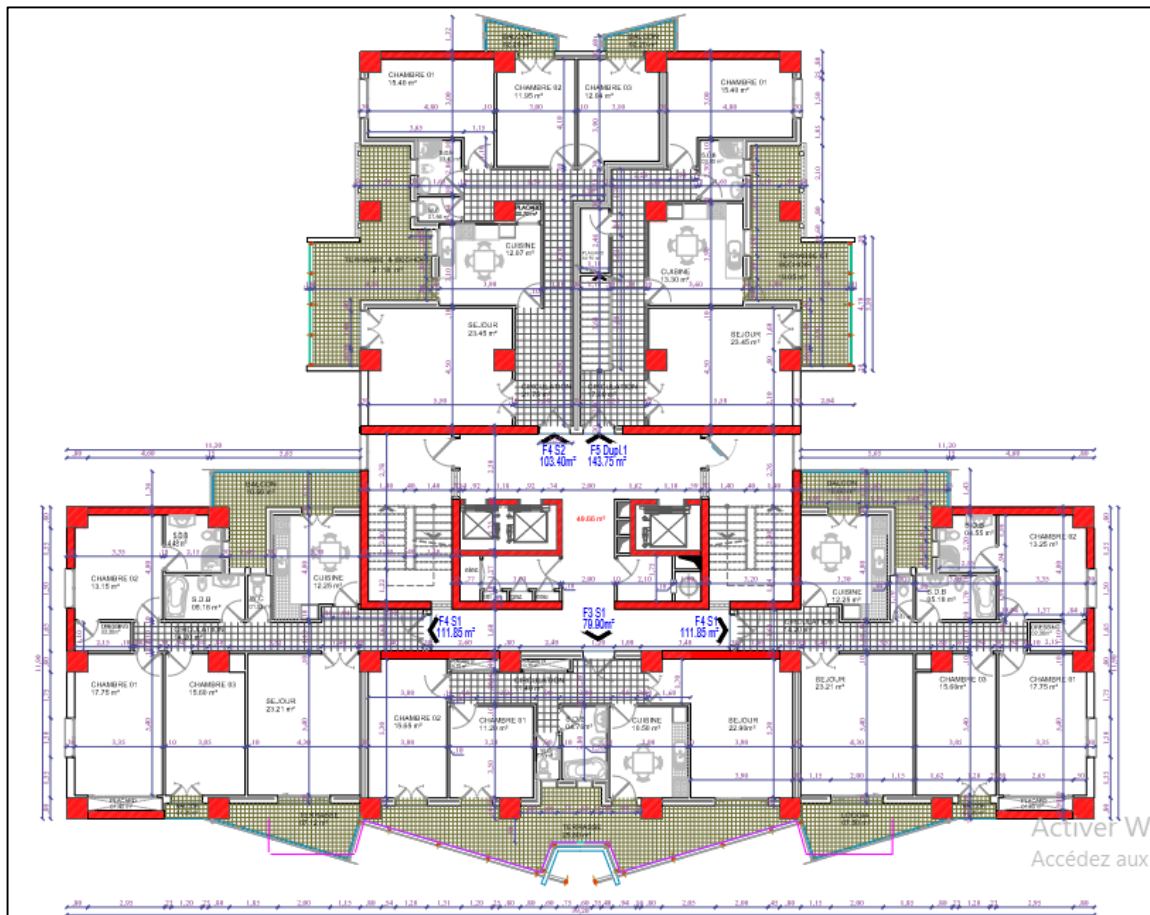
I.6 Plans d'architectures

Façade principale :

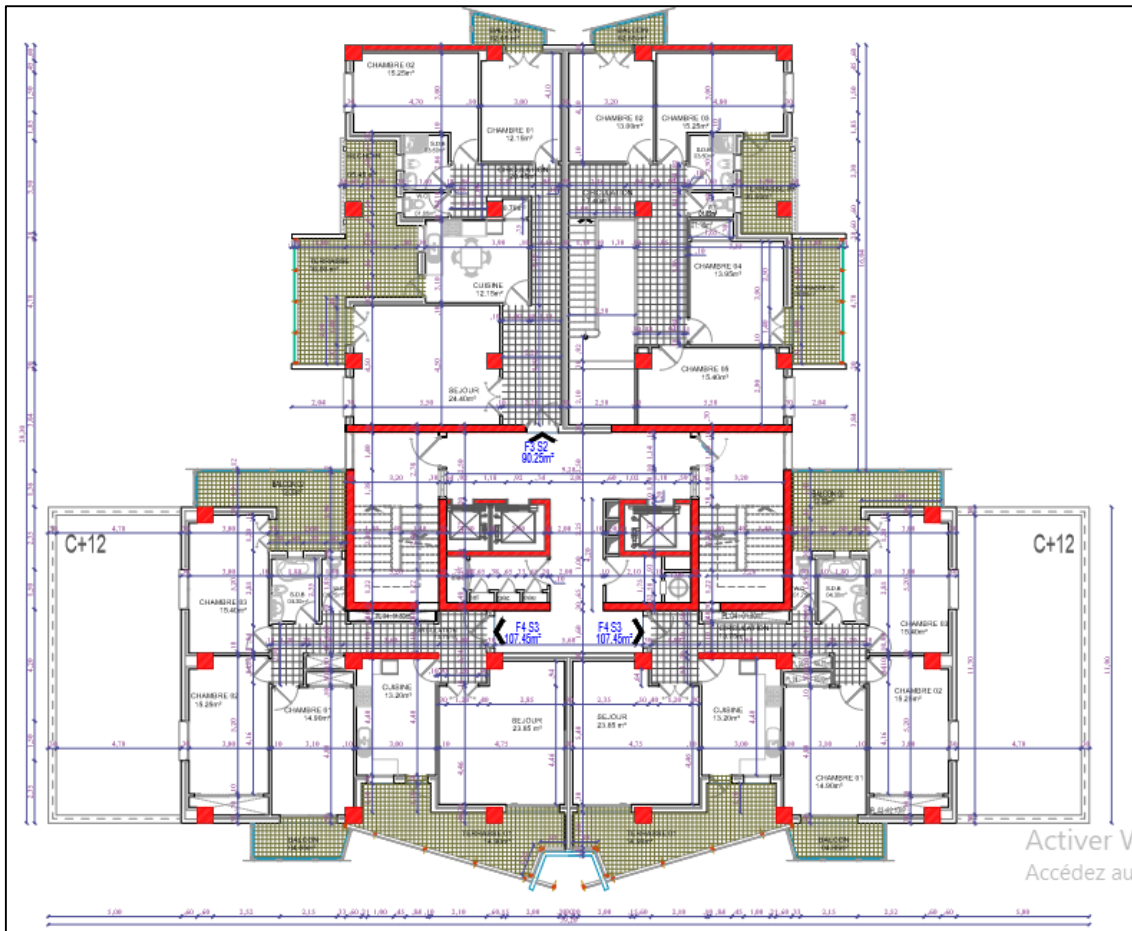
Facade postérieure :



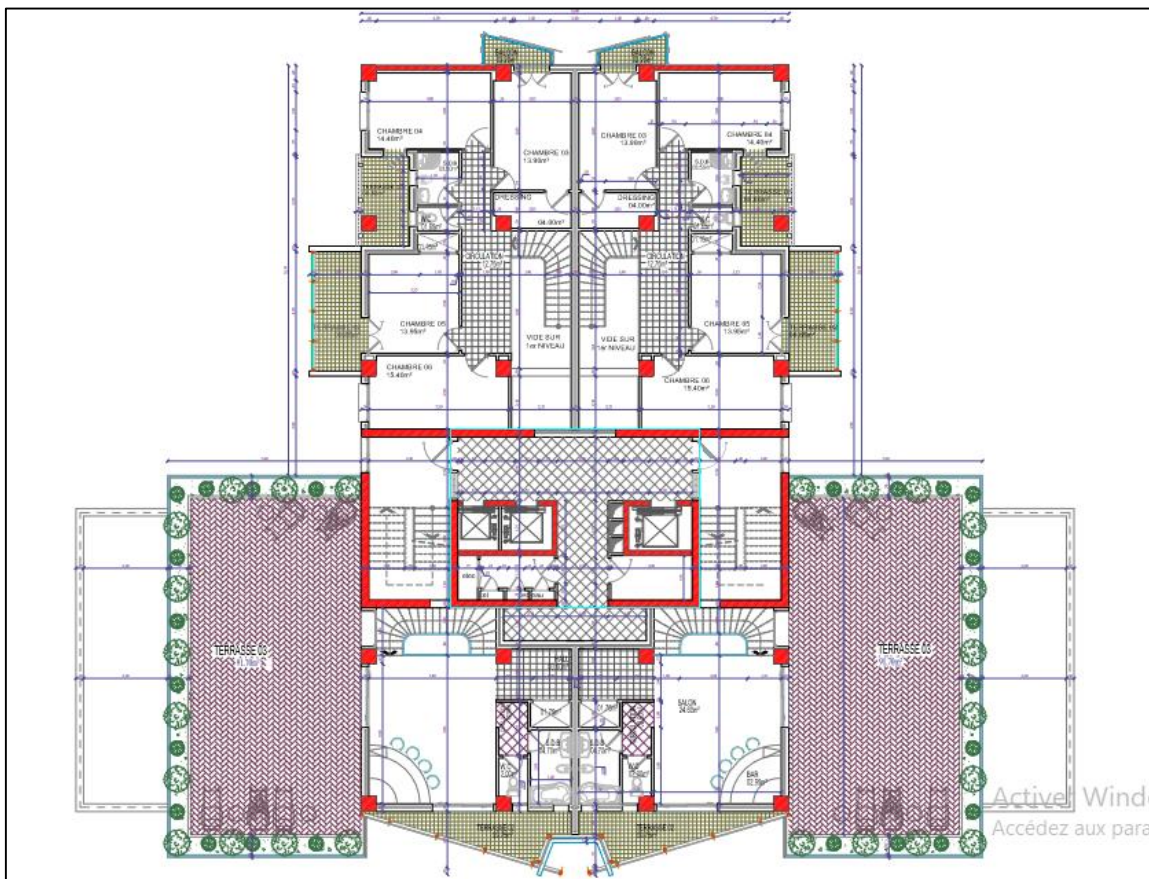
R.D.C



1-13^{ème} étage



14-15^{ème} étage



16^{ème} étage

CHAPITRE I
« Présentation du projet »

I.1 Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à étudier un bâtiment en béton armé de dix-sept niveaux (C+16). Le bâtiment fait partie d'un projet de réalisation de 186 logements promotionnels situé à RYM SUPERIEUR wilaya de ANNABA.

Cette structure est destinée à usage multiple : le RDC à usage commercial et les autres niveaux sont destinés à l'habitation.

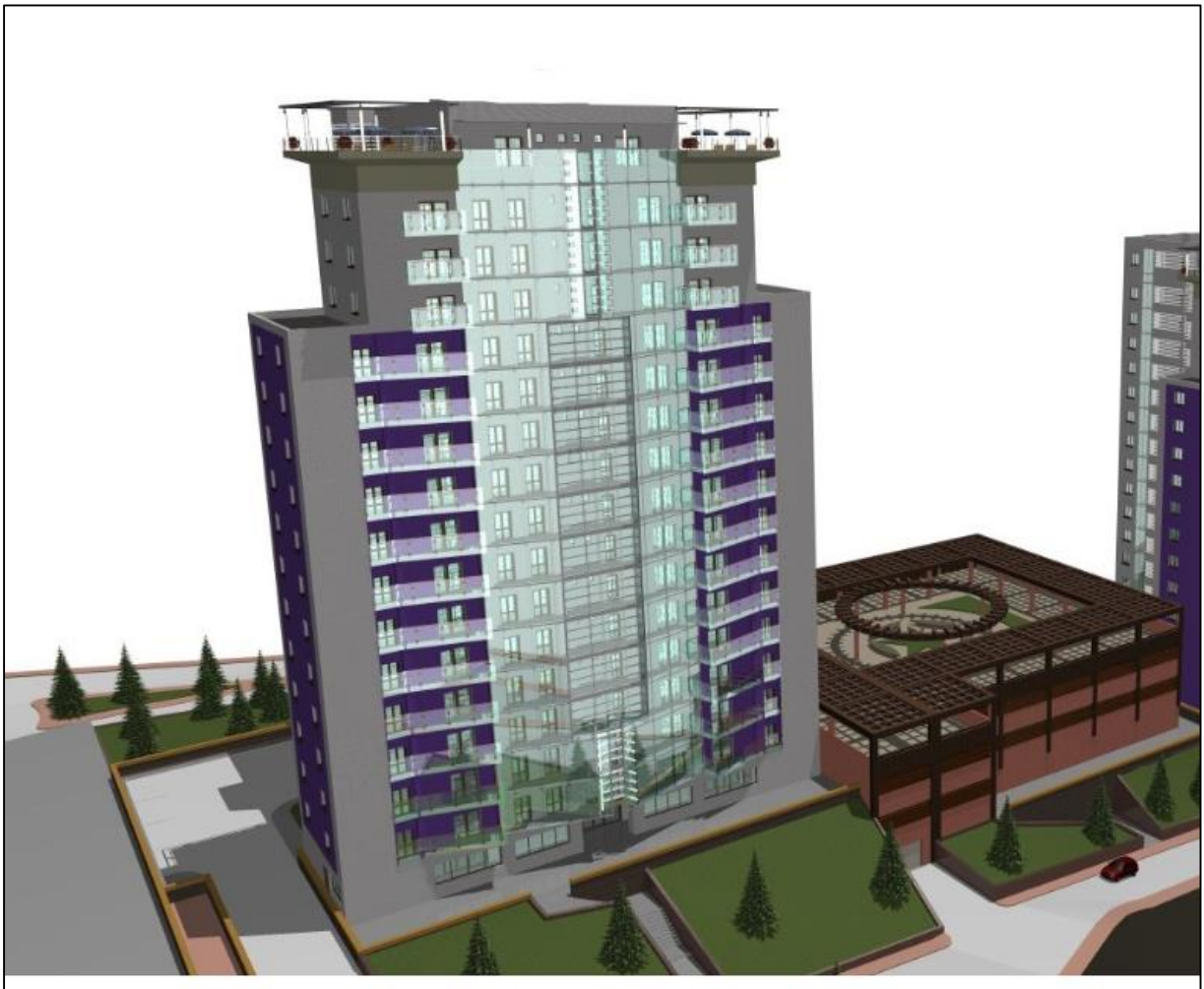


Figure I.1 : Vue 3D du bâtiment.

I.2 Description architecturale

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 **52,70 m**

➤ **Dimensions en plans :**

- Longueur totale du tour à la base **39,20 m**
- Largeur totale du tour à la base **29,30 m**

I.3 Description structurale

I.3.1 Structure de contreventement :

Vue la hauteur du bâtiment, et d'après l'article 3.4.A.3 du RPA99/v2003, le contreventement dans ce cas-là est assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique-voile.

I.3.2 Les planchers :

Les planchers des différents niveaux sont prévus en corps creux.

I.3.3 Escaliers:

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées avec un palier intermédiaire.

I.3.4 Maçonnerie :

➤ **Murs extérieurs :**

Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 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.4 Données géotechniques du site

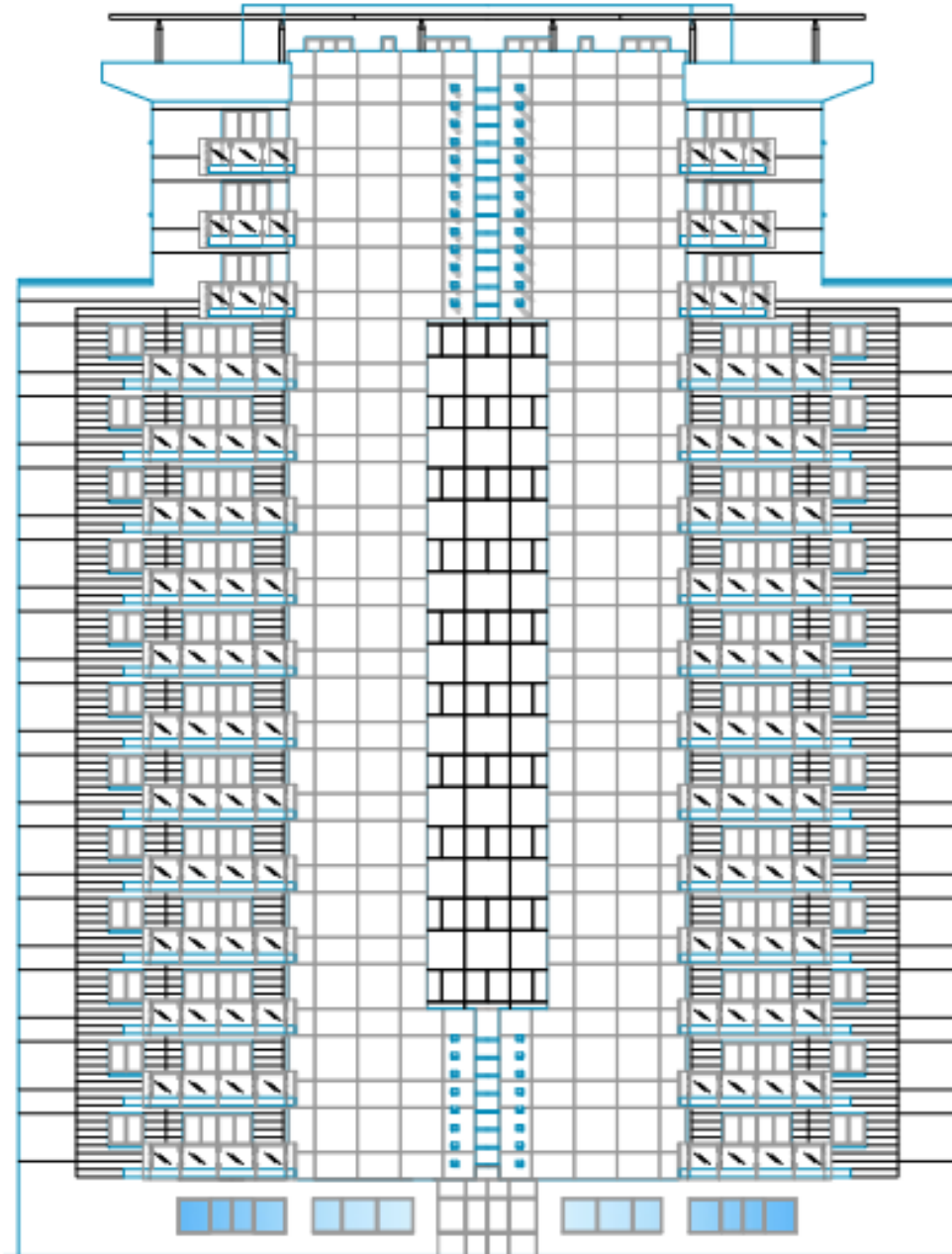
Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un **sol ferme** et par conséquent on a adopté : $\sigma_{sol} = 2.5$ bars.

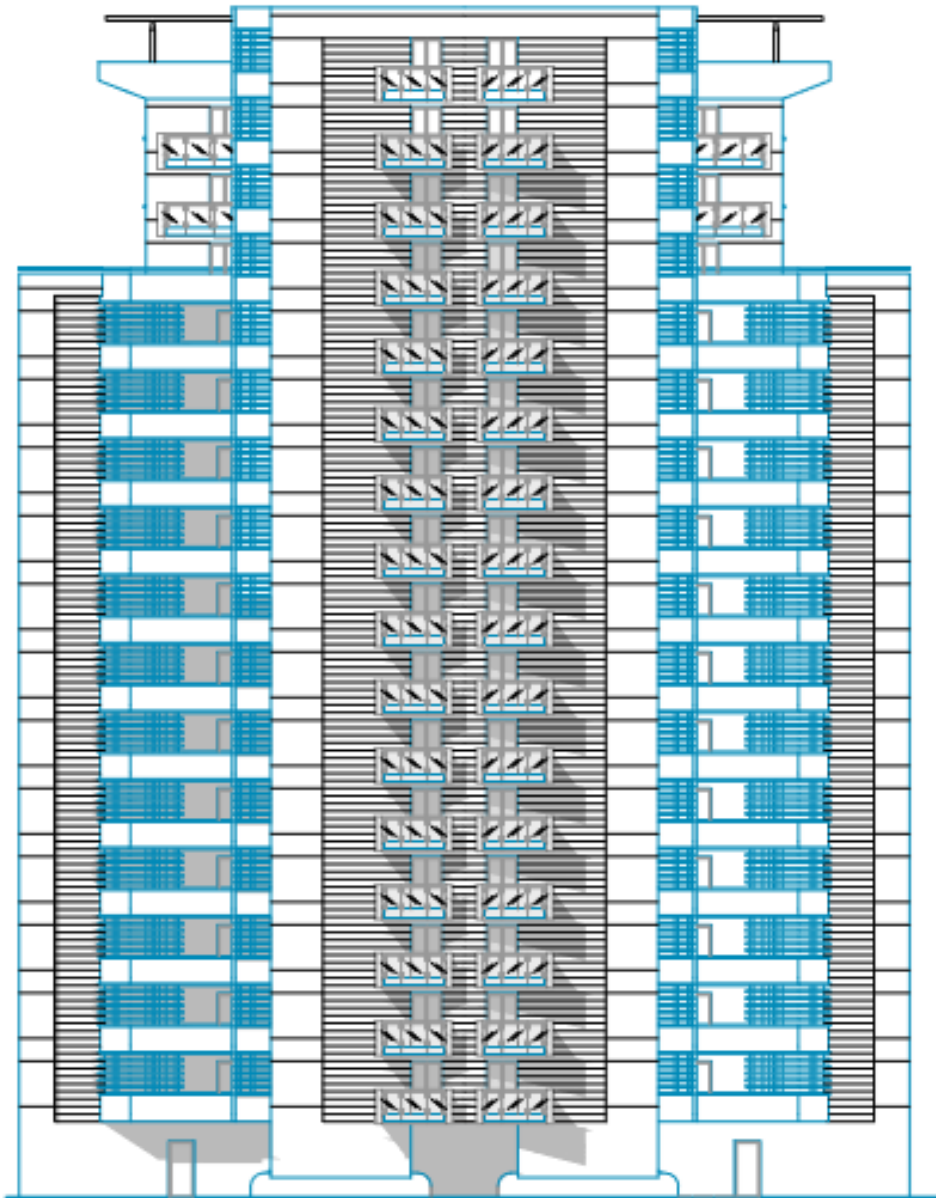
I.5 Règlements et documents utilisés

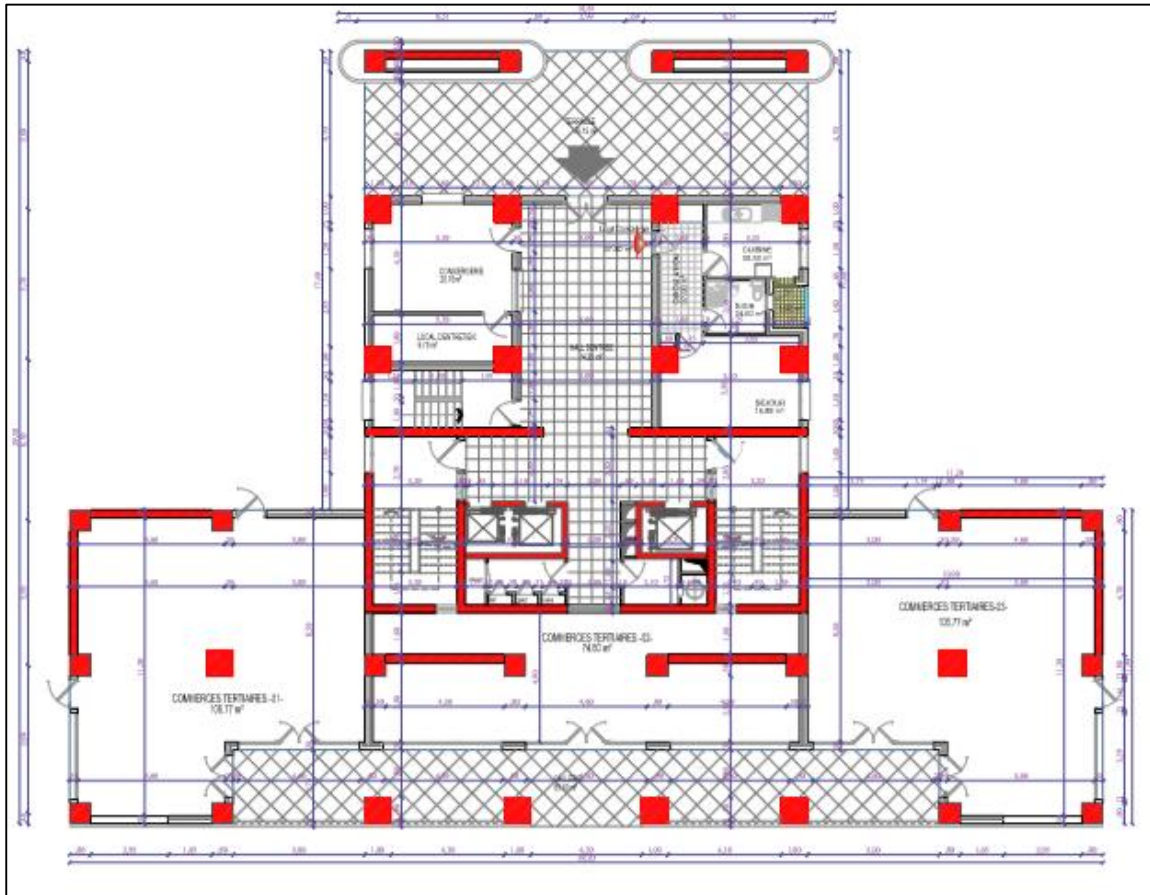
Le calcul de cet ouvrage sera conforme aux règlements et documents suivants :

- **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).

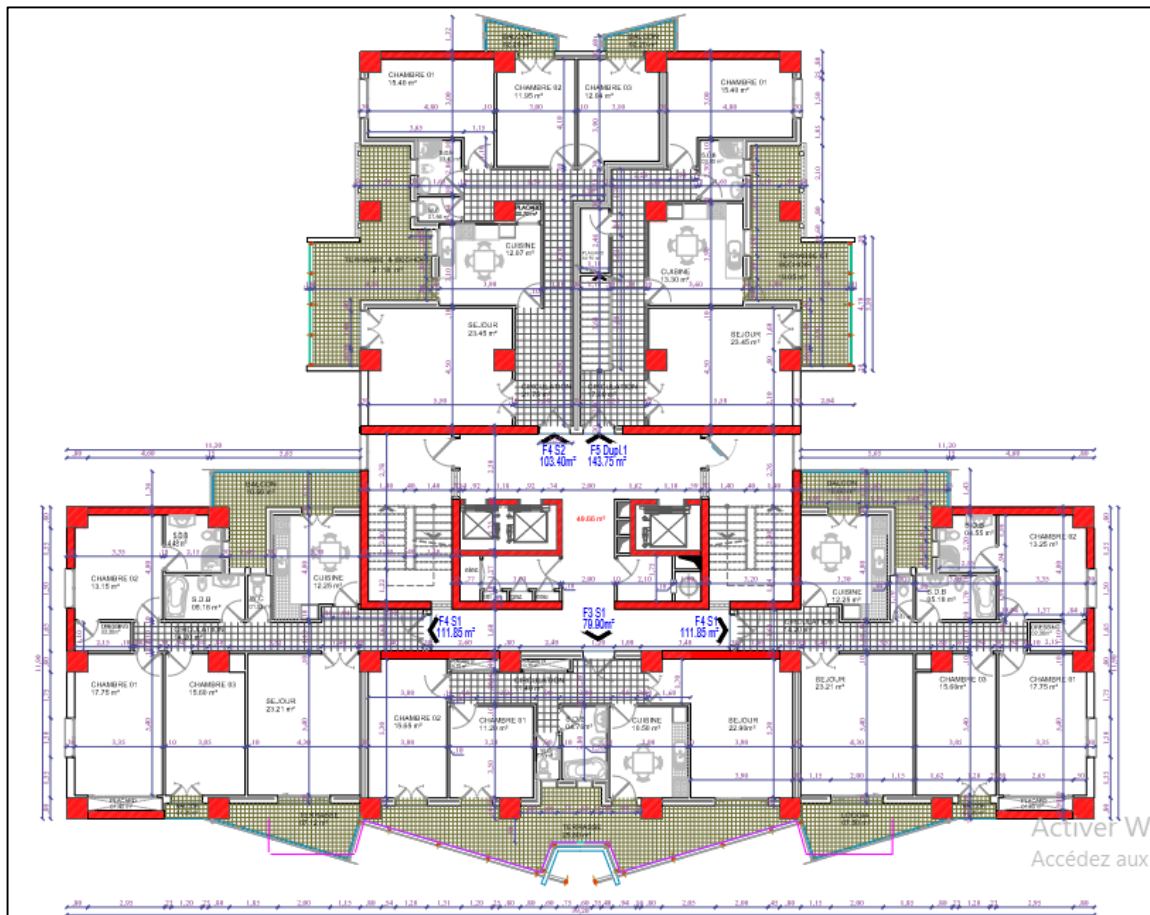
I.6 Plans d'architectures

Façade principale :

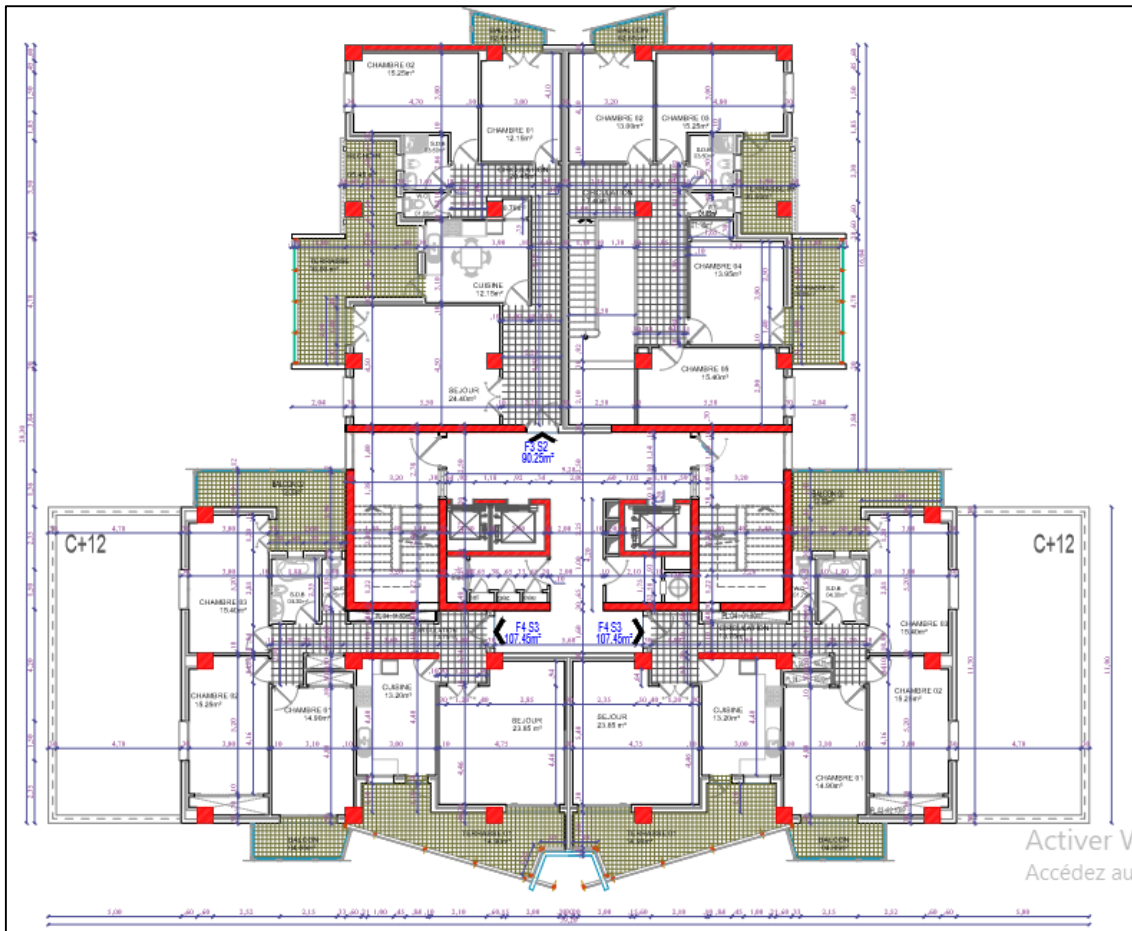
Facade postérieure :



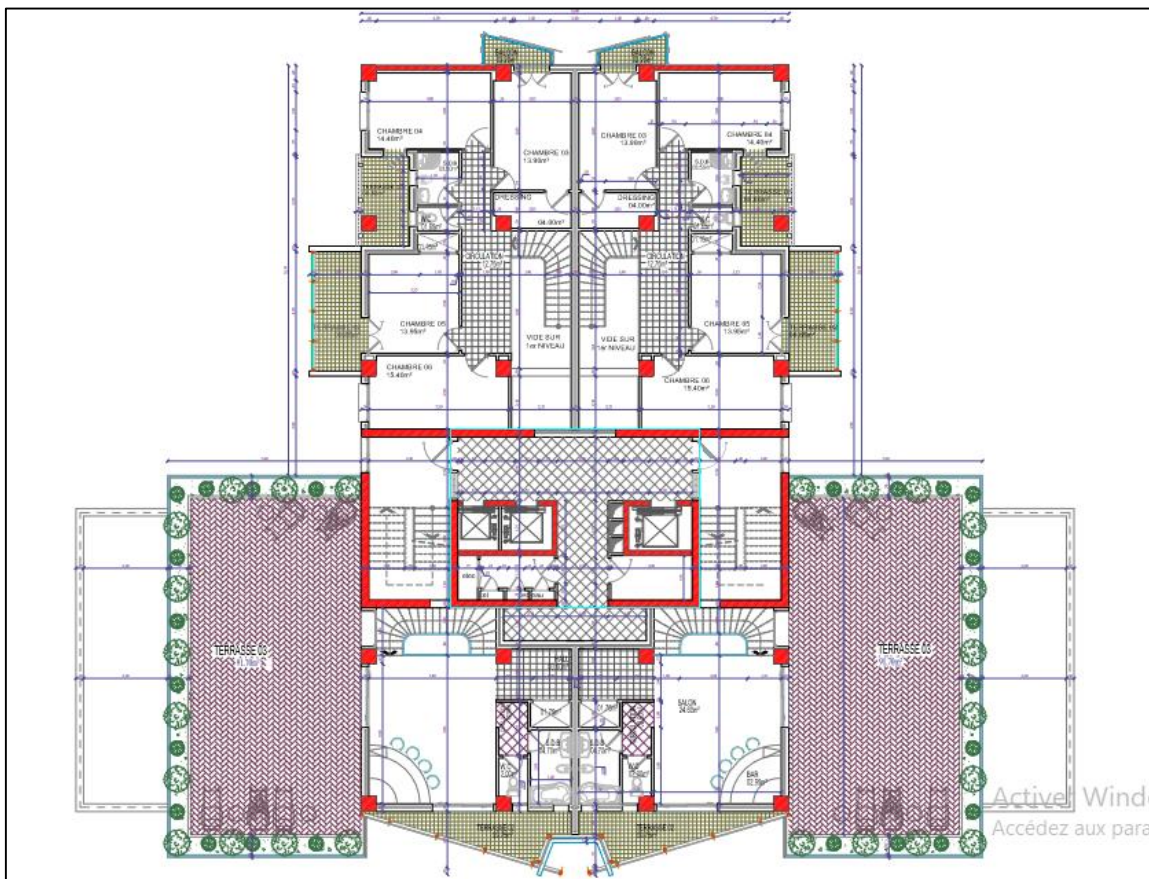
R.D.C



1-13^{ème} étage



14-15^{ème} étage



16^{ème} étage

CHAPITRE III

« Pré dimensionnement des éléments »

III.1 Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est composé d'hourdis, poutrelles et la dalle de compression. Le dimensionnement de ce type revient à déterminer sa hauteur h ($h_c + h_D$).

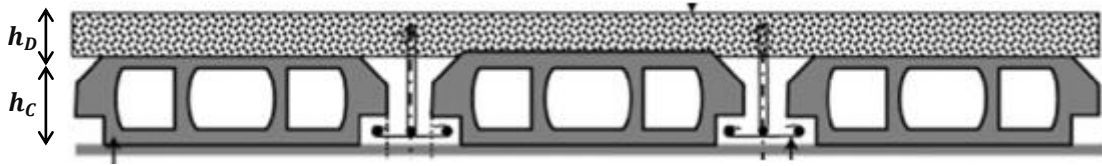


Figure III.1 : Coupe du plancher à corps creux.

Avec

- h_c hauteur du corps creux.
- h_D hauteur de la dalle de compression.

III.1.1 Disposition des poutrelles :

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- **Critère de la petite portée** : Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité** : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

La disposition des poutrelles retenue dans notre projet comme suit :

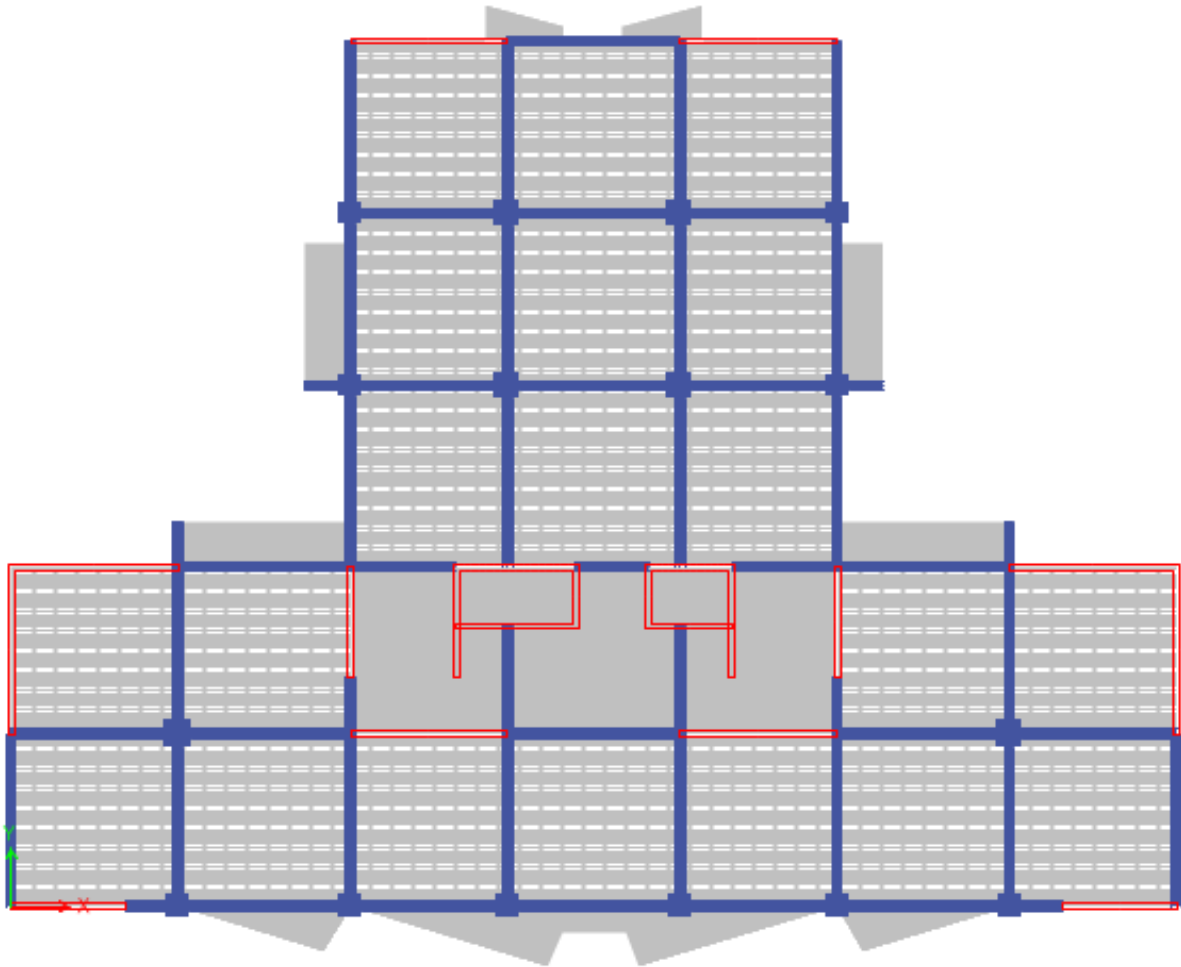


Figure III.2 : Disposition des poutrelles.

III.1.2 Dimensionnement des planchers :

Selon les règles du CBA93 (art : 6.8.4.2.4), le pré-dimensionnement d'un plancher à corps creux se fait par satisfaction de la condition de la flèche suivante :

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

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

$$L_{\max} = 500\text{cm} \rightarrow h \geq 22.20\text{cm}$$

⇒ On opte pour une hauteur de plancher de (24 cm) soit (20+4) qui sera valable pour tous les étages.

III.1.3 Pré dimensionnement des poutrelles :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en **Té** de caractéristiques géométriques suivantes :

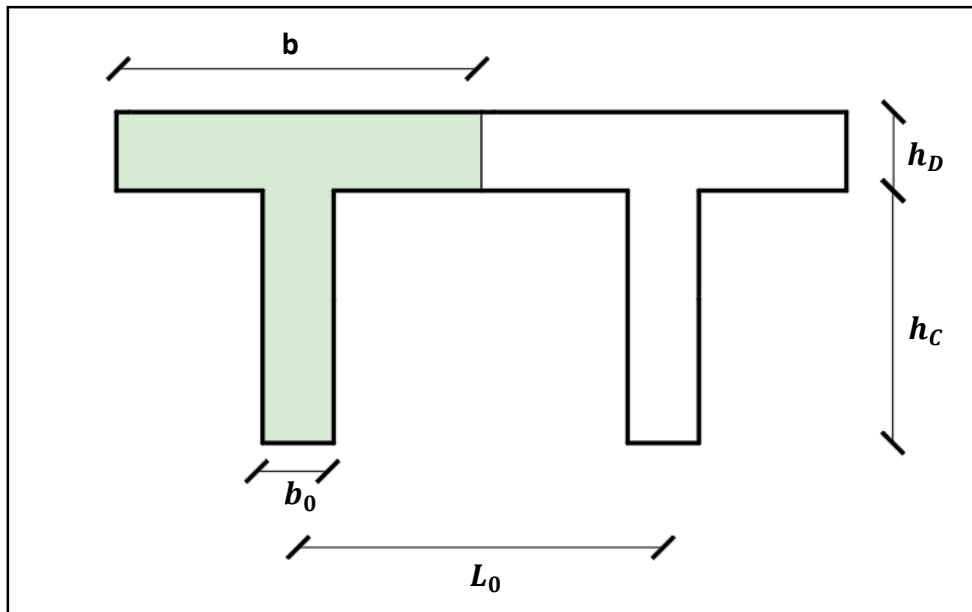


Figure III.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.

- Hauteur de la table de compression: $h_D = 4 \text{ cm}$
- Hauteur de corps creux: $h_C = 20 \text{ cm}$
- Largeur de la table de compression: $b = 65 \text{ cm}$
- Largeur de l'âme: $b_0 = 10 \text{ cm}$
- Entre axe des poutrelles: $L_0 = 65 \text{ cm}$

III.2 Les poutres

Selon le **CBA** et **RPA 2003**, les dimensions de la poutre (b & h) sont déterminées comme suite :

➤ **CBA :**

- La hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

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

Avec: L_{\max} Portée maximale entre nus d'appuis.

- La largeur est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

➤ **RPA 2003 :**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'art 7.5.1

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

⇒ Les dimensions des poutres qui ont adoptée sont résumées dans le tableau suivant :

	L_{max} (cm)	Section adoptée (cm)	
		b	h
Poutres principales	530	30	50
Poutres secondaires	500	30	45

Tableau III.1 : Dimensions des poutres.

III.3 Les poteaux

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait par la vérification à la résistance d'une section choisie selon les règles RPA 2003, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELS ; Ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité.

III.3.1 Choix préalables des sections :

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

$$\text{Pour la zone IIa} \begin{cases} \min (b_1; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min (b_1; h_1) \geq h_e/20 \\ 0.25 < b_1/h_1 < 4 \end{cases}$$

On adopte préalablement la section des poteaux ($b_1 \times h_1$) comme suite :

Etage	Section (cm ²)
RDC, 1, 2, 3	75x75
5, 6, 7, 8	65x65
9, 10, 11, 12	55x55
13, 14, 15, 16	45x45

Tableau III.2 : Sections préalables des poteaux.

III.3.2 Décente 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 données dans la figure suivante :

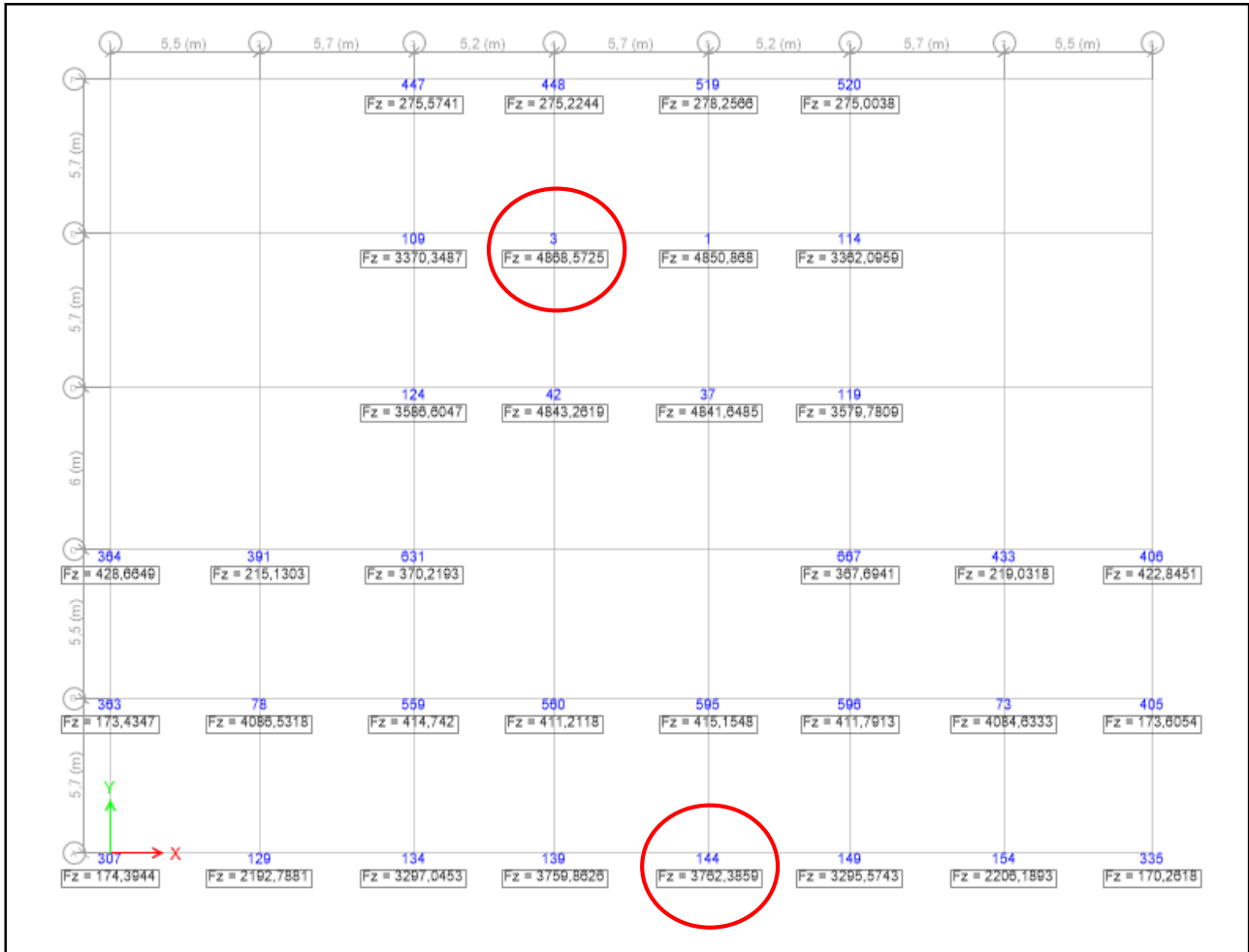


Figure III.4 : Résultats de la descente des charges.

D'après la descente de charge on remarque que les poteaux les plus sollicités sont le poteau central (E4) et le poteau de rive (A5), donc les vérifications à faire concernent ces derniers.

III.3.3 Calcul des sections des poteaux :

D'après l'article 7.4.3.1 de RPA 2003 l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

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

- Avec :
- **B** section du poteau.
 - **f_{c28}** contrainte de compression à 28 j (**f_{c28} = 25 Mpa**)

On remplace dans la formule on obtient :

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

Pour une section carrée :

$$a = \sqrt{B} \quad (B \text{ en cm}^2 \text{ et } a \text{ en cm})$$

➤ Poteaux central :

Niveau	N	B,cal	a,cal	a,adp	B,adp	C,N,D
16	306,66	408,88	20,22	45	2025	0,06
15	562,87	750,49	27,40	45	2025	0,11
14	823,01	1097,34	33,13	45	2025	0,16
13	1084,95	1446,59	38,03	55	3025	0,14
12	1345,52	1794,02	42,36	55	3025	0,18
11	1610,29	2147,05	46,34	55	3025	0,21
10	1882,62	2510,16	50,10	65	4225	0,18
9	2156,21	2874,95	53,62	65	4225	0,20
8	2433,32	3244,43	56,96	65	4225	0,23
7	2714,24	3618,98	60,16	75	5625	0,19
6	3006,62	4008,82	63,32	75	5625	0,21
5	3301,50	4402,00	66,35	75	5625	0,23
4	3599,87	4799,82	69,28	75	5625	0,26
3	3901,97	5202,63	72,13	85	7225	0,22
2	4217,75	5623,67	74,99	85	7225	0,23
1	4536,16	6048,21	77,77	85	7225	0,25
RDC	4868,00	6490,67	80,56	85	7225	0,27

Tableau III.3 : Prédimensionnement des poteaux centraux.

Vérification de la section adoptée :

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N	CND	Observation
	b (cm)	h (cm)	B			
RDC,1,2,3	85	85	7225	5248,00	0,29	Vérifiée
4,5,6,7	75	75	5625	3905,00	0,28	Vérifiée
8,9,10	65	65	4225	2649,00	0,25	Vérifiée
11,12,13	55	55	3025	1753,00	0,23	Vérifiée
14,15,16	45	45	2025	889,00	0,18	Vérifiée

Tableau III.4 : Vérification de la section adoptée des poteaux centraux.

➤ Poteaux de rive :

Niveau	N	B,cal	a,cal	a,adp	B,adp	C,N,D
16	165,45	220,60	14,85	35	1225	0,05
15	363,59	484,79	22,02	35	1225	0,12
14	562,78	750,37	27,39	35	1225	0,18
13	770,28	1027,04	32,05	45	2025	0,15
12	979,47	1305,96	36,14	45	2025	0,19
11	1189,88	1586,51	39,83	45	2025	0,24
10	1409,59	1879,45	43,35	55	3025	0,19
9	1630,43	2173,91	46,63	55	3025	0,22
8	1852,39	2469,85	49,70	55	3025	0,24
7	2075,59	2767,46	52,61	65	4225	0,20
6	2309,21	3078,95	55,49	65	4225	0,22
5	2543,51	3391,35	58,24	65	4225	0,24
4	2778,36	3704,48	60,86	65	4225	0,26
3	3013,82	4018,43	63,39	75	5625	0,21
2	3260,38	4347,17	65,93	75	5625	0,23
1	3506,79	4675,72	68,38	75	5625	0,25
RDC	3762,39	5016,51	70,83	75	5625	0,27

Tableau III.5 : Prédimensionnement des poteaux de rive.

Vérification de la section adoptée :

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N	CND	Observation
	b (cm)	h (cm)	B			
RDC,1,2,3	75	75	5625	3796	0,27	Vérifiée
4,5,6,7	65	65	4225	2802	0,27	Vérifiée
8,9,10	55	55	3025	1863	0,25	Vérifiée
11,12,13	45	45	2025	1196	0,24	Vérifiée
14,15,16	35	35	1225	565	0,18	Vérifiée

Tableau III.6 : Vérification de la section adoptée des poteaux de rive..

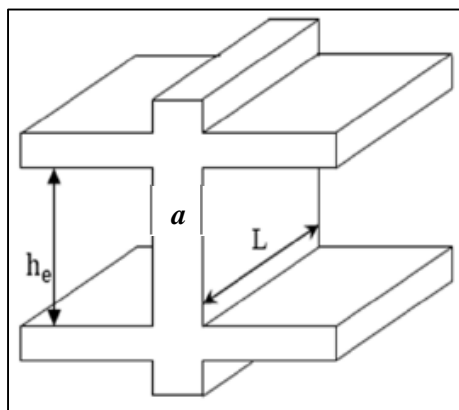
III.4 Pré-dimensionnement des voiles

Figure III.5 : Coupe transversale d'un voile.

III.4.1 L'épaisseur :

Le RPA 99 / version 2003, exige une épaisseur minimale de **15 cm**, de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités :

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux $a \geq h_e/25$
- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau $a \geq h_e/22$
- Pour les voiles à abouts libres $a \geq h_e/20$

Pour notre projet, on utilise le 3^{ème} type (cas plus défavorable) :

- $h_e(RDC) = 374 - 24 = 350 \text{ cm} \rightarrow a \geq 17.5 \text{ cm}$
- $h_e(EC) = 306 - 24 = 282 \text{ cm} \rightarrow a \geq 14.1 \text{ cm}$

Donc, on adopte pour tous les niveaux un voile de : $a = 20 \text{ cm}$

III.4.2 La longueur :

D'après l'article 7.7.1 du RPA 2003 on considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$.

Donc on prend une longueur minimale pour tous les voiles : $L \geq 80 \text{ cm}$

III.5 Les escaliers

III.5.1 Terminologie:

Un 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 contre marches est appelée paillasse.

La dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse est appelée palier.

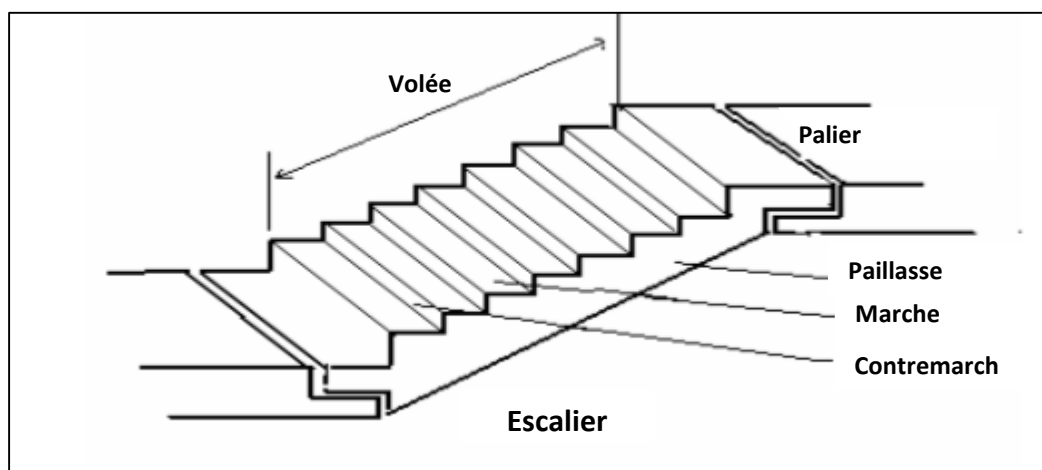


Figure III.6 : Terminologie d'un escalier.

III.5.2 Dimensionnement :

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**

Pour assurer un confort optimum des usagers, il faudra vérifier la condition de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

$$59 \leq 47 \leq 64 \text{ cm} \dots \text{CV}$$

- **Nombre des contres marche :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches (par volée).}$$

- **Nombre des marches :**

$$n = 9 - 1 = 8 \text{ marches (par volée).}$$

- **L'épaisseur de la paillasse :**

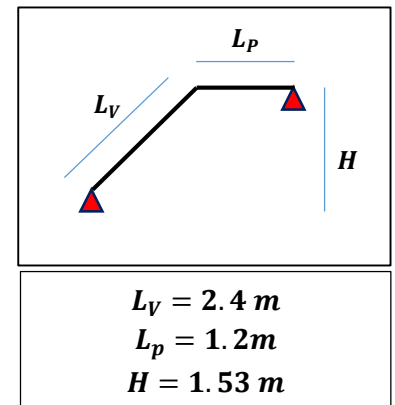
Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq e \leq \frac{L}{10}$$

Avec :

L : la longueur développée ($L = L_V + L_P = 405$ cm)

⇒ Donc on prend : **$e = 15$ cm.**



III.6 Balcon

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

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

$$L_{\max} = 150 \text{ cm} \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

On prend : **$e = 15$ cm.**

III.7 L'acrotère

Ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture :

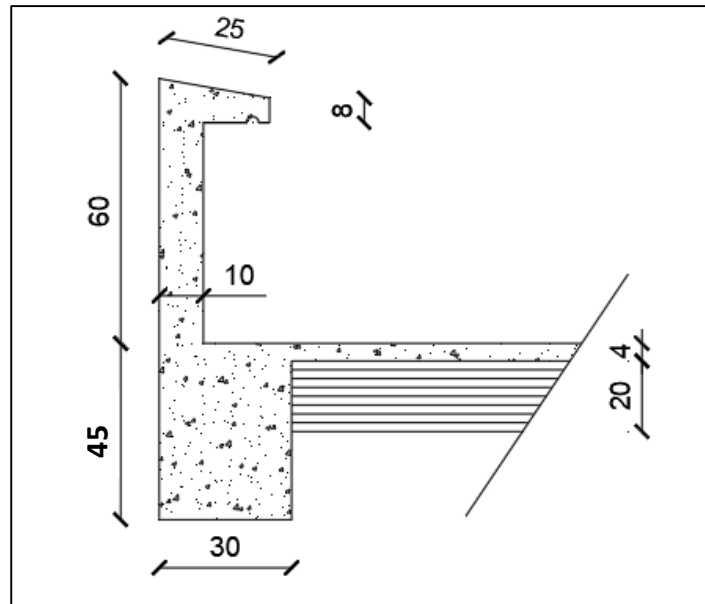


Figure III.7 : Dimensions de l'acrotère.

III.8 Evaluation des charges et des surcharges

Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q sont évaluées selon le **DTR BC 2.2**.

III.8.1 Les planchers :

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Gravions de protection	5	20	1
2	Étanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	10	22	2.20
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Dalle à corps creux (20+4)	24	/	3.20
6	Enduit de plâtre	2	10	0.20
G				6.88
Q				1

Tableau III.7 : Evaluation des charges du plancher terrasse (inaccessible).

➤ Plancher étages courants :

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloisons	10	/	1
2	Carrelage	2	20	0.4
3	Mortier de pose	3	20	0.6
4	Lit de sable	3	18	0.54
5	Dalle à corps creux (20+4)	24	/	3.2
6	Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
			G	5.89
			Q	1.5

Tableau III.8 : Evaluation des charges du plancher étage courant.

III.8.2 Dalle plein :

➤ Dalle plein (au niveau de la cage d'ascenseur) :

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Cloisons	10	/	1
2	Carrelage	2	20	0.40
3	Mortier de pose	3	20	0.60
4	Lit de sable	3	18	0.54
5	Dalle plein	16	25	4
6	Enduit de plâtre	1.5	10	0.15
			G	6.69
			Q	1.5

Tableau III.9 : Evaluation des charges dalle plein.

➤ Balcon :

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
1	Carrelage	2	20	0.40	
2	Mortier de pose	3	20	0.60	
3	Lit de sable	3	18	0.54	
4	Dalle plein	15	25	3.75	
5	Enduit de plâtre	2	10	0.20	
				G	5.49
				Q	3.5

Tableau III.10 : Evaluation des charges du balcon.

III.8.3 Escalier :

➤ Volée :

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)	
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40	
2	Mortier de pose	2	20	0.40	
3	Lit de sable	2	18	0.36	
4	Marche	/	22	1.87	
5	Paillasse	$e/\cos \alpha$	25	4.45	
6	Enduit de plâtre	2	10	0.20	
7	Garde-corps	/	/	0.60	
				G	8.28
				Q	2.5

Tableau III.11 : Evaluation des charges de la volée.

➤ Palier :

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	2	20	0.40
3	Lit de sable	2	18	0.36
4	Palier	15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	2	10	0.20
G				5.11
Q				2.5

Tableau III.12 : Evaluation des charges du palier.

III.8.4 Murs double parois en brique creuses :

N°	Couche	Epaisseur (cm)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	2	18	0.36
2	Briques creuses 15 cm	15	/	1.30
3	Briques creuses 10 cm	10	/	0.90
4	Enduit intérieur (plâtre)	1.5	10	0.15
G				2.71

Tableau III.13 : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

⇒ Le poids du mur par mètre linéaire : $G = 2.71 * (3.06 - 0.45) = 7.07 \text{ KN/ml}$

III.8.5 L'Acrotère :

La surface de la section transversale : $S = 0.069 \text{ m}^2$

Poids propre	1.73
Revêtement en enduit de ciment (2cm)	0.59
G (KN/ml)	2.32

Tableau III.14 : Evaluation des charges permanentes de l'acrotère.

CHAPITRE IV
« Etude sismique »

IV.1 Modélisation

La modélisation numérique de la structure est faite en éléments finis par le logiciel **Robot Structural analysis** qui permettent à la fois l'analyse statique et l'analyse dynamique.

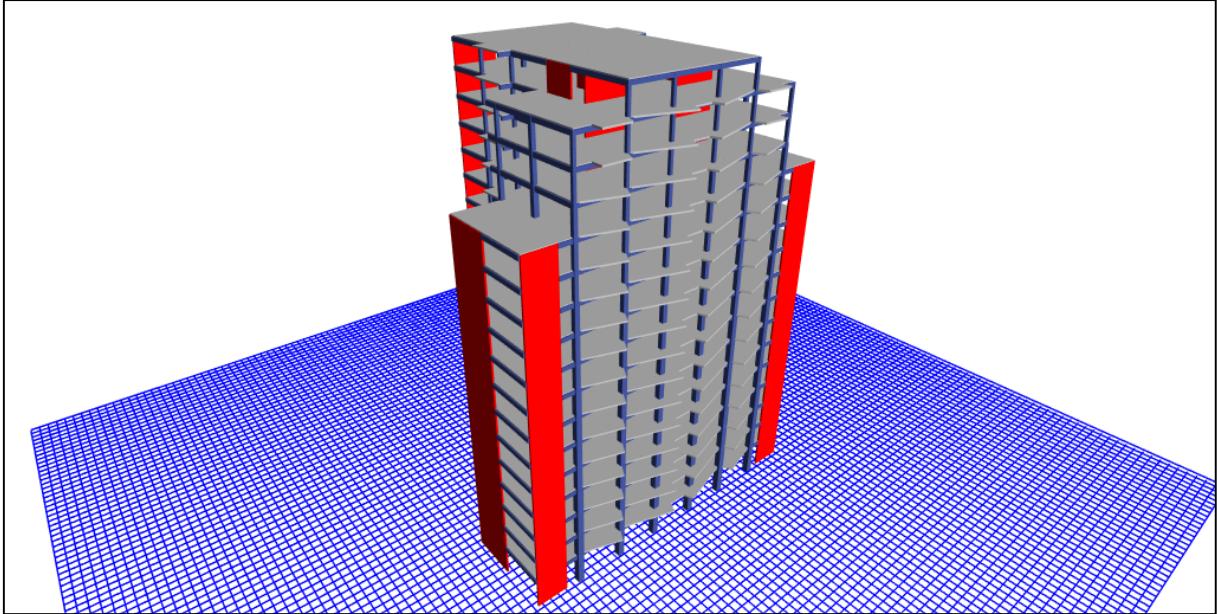


Figure IV.1 : Modélisation 3D de la structure sur ETABS.

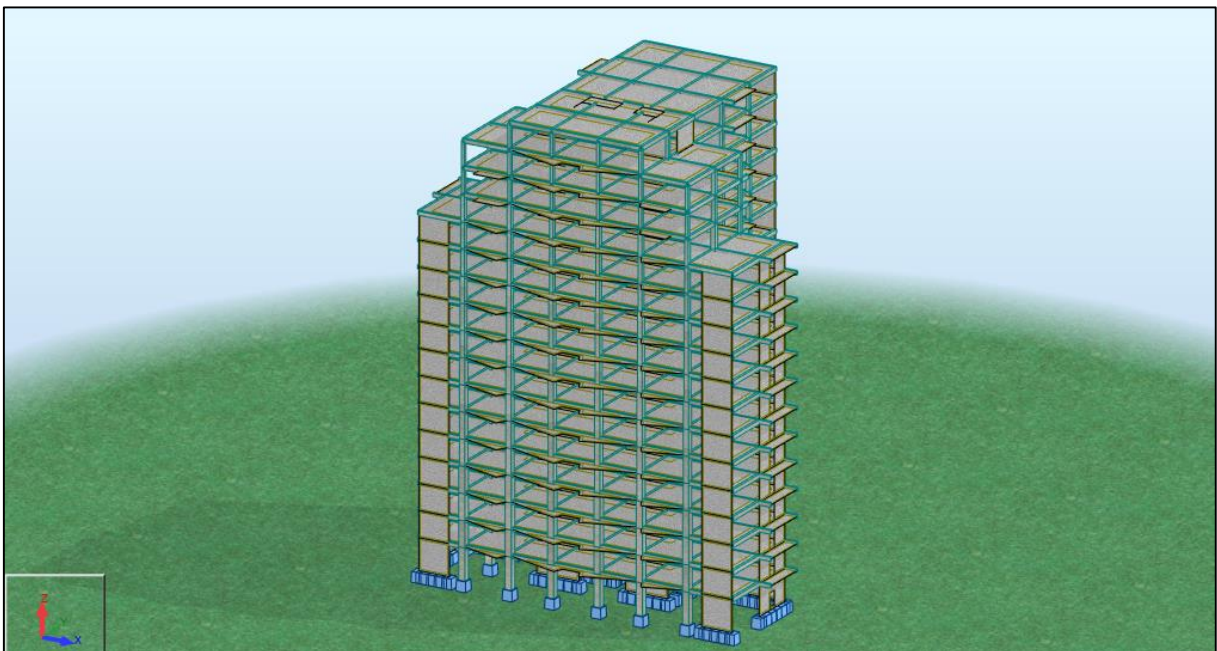


Figure IV.2 : Modélisation 3D de la structure sur Robot.

IV.2 Méthode de calcul des forces sismiques :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version 2003 art 4.1.1**) 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 accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies pour cause de sa hauteur qui dépasse les 17m à côté du fait qu'elles soient irrégulière en plan et en élévation.

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.

⇒ Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale.

IV.3 Disposition des voiles :

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- Symétrie dans le système structurel pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Éviter des modifications de fond de l'architecture.

⇒ Après plusieurs changements de dispositions des voiles on a choisis une variante pour laquelle ont obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposée par le RPA, Nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté :

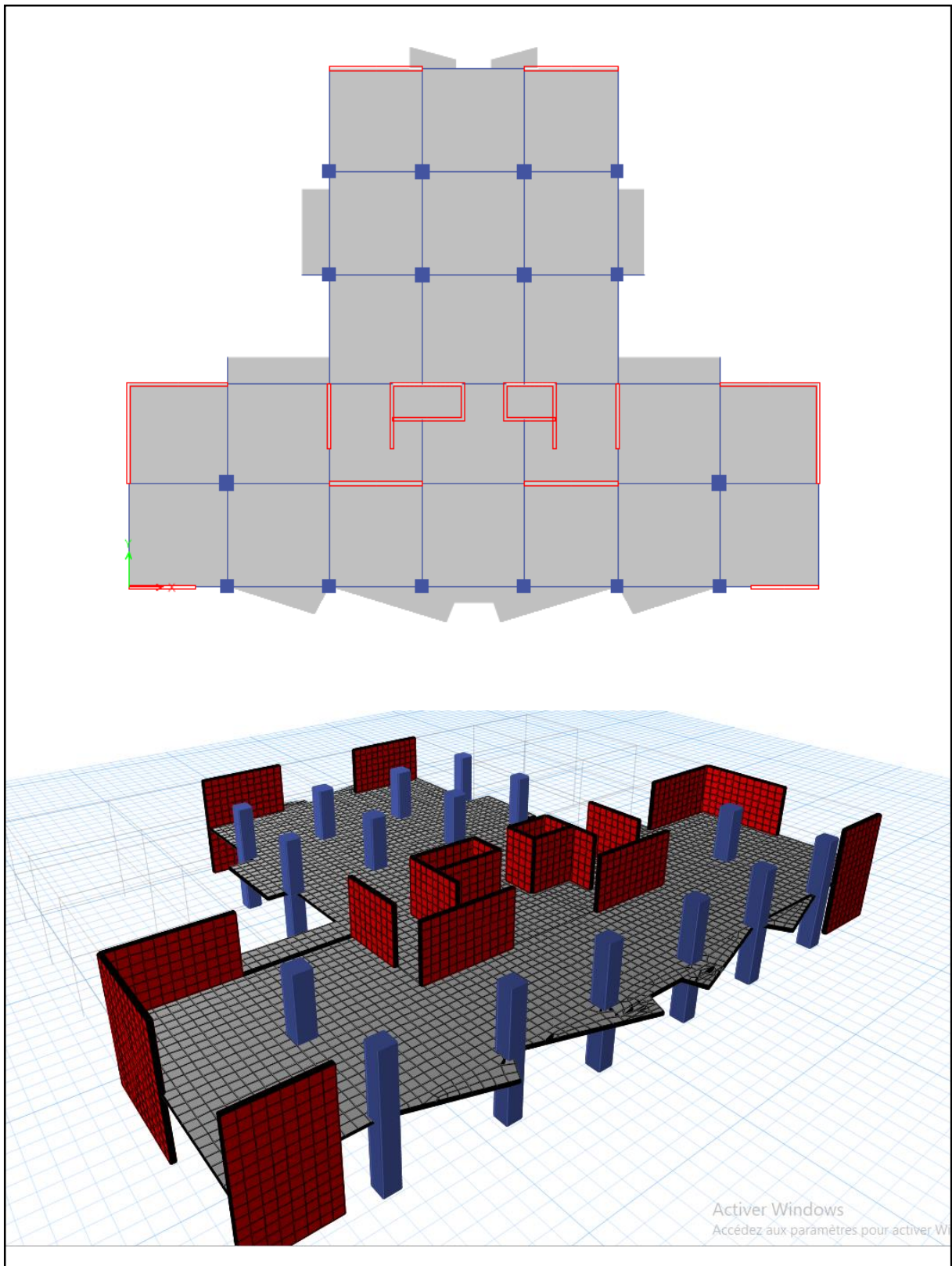


Figure IV.3 : Disposition des voiles (RDC - 12^{ème} étage).

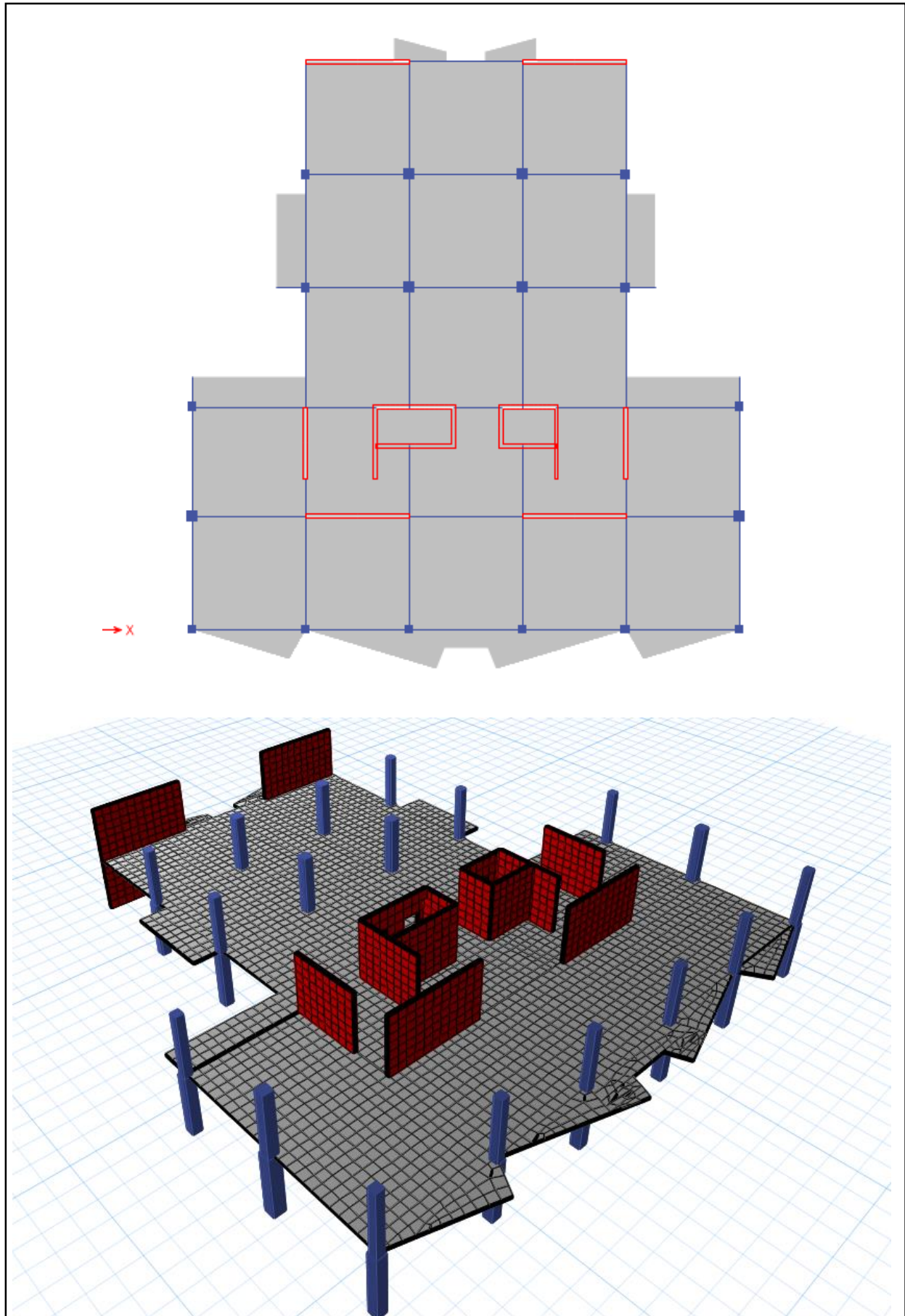


Figure IV.4 : Disposition des voiles (13 - 16^{ème} étage).

IV.4 Résultats de l'analyse modale

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel Robot sont données dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées RZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale RZ [%]
7/ 1	1,73	0,01	67,34	0,00	0,01	67,34	0,00
7/ 2	1,29	67,80	67,35	0,38	67,79	0,01	0,38
7/ 3	1,19	67,97	67,35	65,55	0,17	0,00	65,17
7/ 4	0,46	67,98	82,84	65,55	0,00	15,49	0,00
7/ 5	0,35	80,60	82,84	68,52	12,62	0,01	2,97
7/ 6	0,31	83,48	82,84	81,60	2,88	0,00	13,08
7/ 7	0,23	83,48	89,39	81,60	0,00	6,55	0,00
7/ 8	0,17	86,77	89,40	84,66	3,30	0,00	3,06
7/ 9	0,15	89,96	89,40	88,65	3,19	0,00	3,99
7/ 10	0,13	89,96	93,36	88,65	0,00	3,97	0,00
7/ 11	0,10	92,21	93,36	90,47	2,25	0,00	1,82
7/ 12	0,09	92,21	95,38	90,47	0,00	2,02	0,00
7/ 13	0,08	93,66	95,38	93,11	1,44	0,00	2,64
7/ 14	0,07	93,67	96,57	93,97	0,01	1,19	0,86
7/ 15	0,07	95,10	96,58	93,97	1,43	0,01	0,00

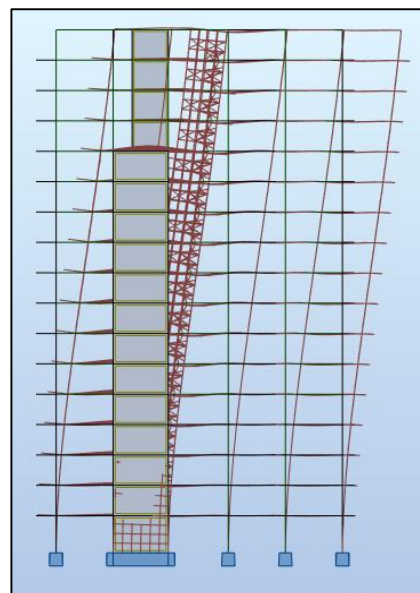
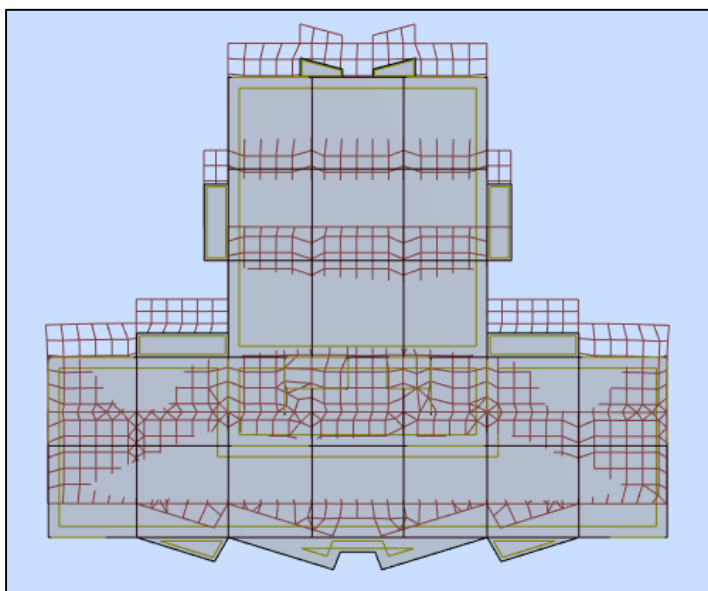
Tableau IV.1 : Périodes et participation massique.

Interprétation des résultats :

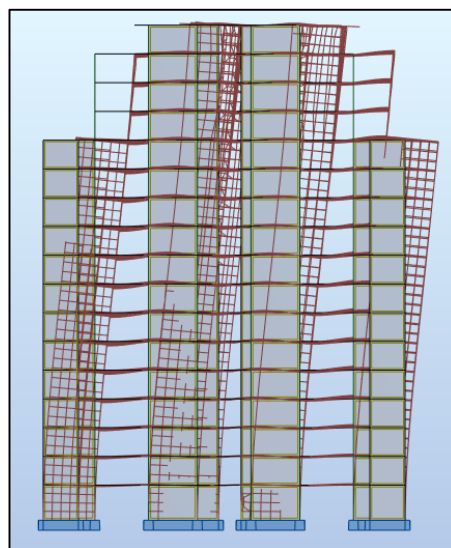
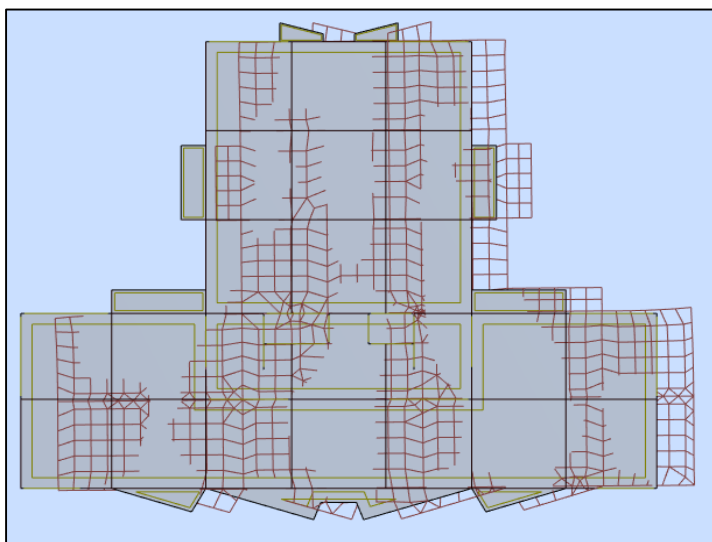
- Le premier mode est un mode translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de **67.34%** dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode translation selon la direction X avec un taux de participation massique de **67.79%** dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z avec un taux de participation massique de **65.17%**.
- 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%.

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

Mode 1 :



Mode 2 :



Mode 3 :

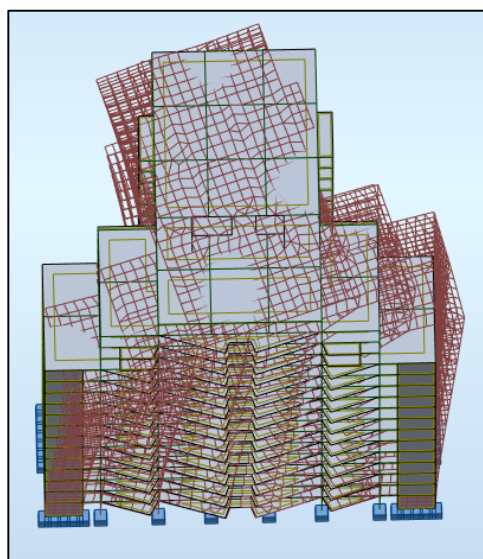
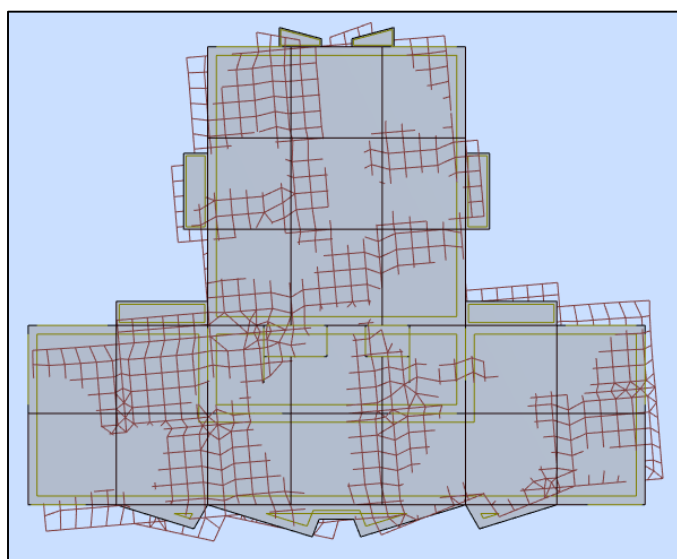


Figure IV.5 : Les trois premiers modes de vibration.

IV.5 Vérifications réglementaires

IV.5.1 Justification de l'interaction voiles portiques :

L'article 3.4.4.a du RPA99/version2003 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les portiques doivent reprendre au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

a) Sous charges horizontales :

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	Sens X			Sens Y		
	F _{Total}	F _{Poteau}	F _{Voile}	F _{Total}	F _{Poteau}	F _{Voile}
RDC	4847,78	441,12	4406,66	4187,74	588,22	3599,52
1	4772,23	354,93	4417,3	4092,77	392,61	3700,16
2	4629,99	500,69	4129,29	3937,44	564,28	3373,15
3	4457,78	658,57	3799,21	3772,37	744,06	3028,31
4	4274,87	576,72	3698,15	3594,14	674,83	2919,31
5	4070,03	638,74	3431,29	3391,78	740,74	2651,04
6	3838,21	638,42	3199,79	3187,33	760,48	2426,84
7	3596,4	724,02	2872,38	2991,72	875,8	2115,92
8	3361,11	558,21	2802,9	2797,72	708,37	2089,35
9	3128,68	601,77	2526,91	2609,69	769,98	1839,72
10	2886,67	650,77	2235,89	2427,39	852,4	1574,99
11	2623,9	443,52	2180,38	2231,63	613,05	1618,57
12	2321,14	486,36	1834,78	2007,69	671,36	1336,33
13	1960,05	532,21	1427,84	1748,3	772,32	975,98
14	1617,14	307,13	1310	1476,3	455,09	1021,21
15	1189	376,01	812,99	1122	516,45	605,55
16	638,64	315,22	323,42	639,62	512,07	127,55
		16%	84%		24%	76%

Tableau IV.2 : Résultats de l'interaction sous charges horizontales.

D'après le tableau, on remarque que le taux des charges reprises par les poteaux ne dépasse pas les 25% exigée par le RPA 99/version 2003, donc l'interaction sous charges horizontales n'est pas vérifiée.

b) Sous charges verticales :

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Niveaux	N_{Total}	N_{Poteau}	N_{Voile}
RDC	118248,49	52312,02	65936,47
1	109726,7	48605,59	61121,11
2	102206,38	45078,48	57127,9
3	94686,06	41558,45	53127,61
4	87254,3	38043,21	49211,09
5	79911,13	34729,05	45182,08
6	72567,95	31435,45	41132,5
7	65224,78	28159,38	37065,4
8	57958,16	24895,92	33062,24
9	50768,11	21813,95	28954,16
10	43578,06	18762,05	24816,01
11	36452,55	15731,21	20721,34
12	29391,61	12870,4	16521,21
13	22190,54	10703,56	11486,98
14	16386,85	7770,07	8616,78
15	10635,7	4961,65	5674,05
16	5054,21	2251,43	2802,78
		44%	56%

Tableau IV.3 : Résultats de l'interaction sous charges verticales.

D'après le tableau, on remarque que le taux des charges reprises par les voiles dépasse la limite des 20% exigée par le RPA 99/version 2003, donc l'interaction sous charges verticales n'est pas vérifiée.

IV.5.2 Estimation de la période fondamentale expérimentale :

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

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

- h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N (dans notre structure : $h_N = 52.70 \text{ m}$)
- C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage (tableau 4.6 de RPA 99 / version 2003) → Dans notre structure : $C_T = 0,05$

$$T = 0.97 \text{ sec}$$

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

IV.5.3 La résultante des forces sismiques :

La résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

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

⇒ On doit donc évaluer l'effort tranchant à la base de structure par la méthode statique Équivalente.

Calcul de l'action sismique :

La force sismique V_{st} appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots \text{(Formules 4.1 de RPA 99 / version 2003)}$$

➤ **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.

D'après les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003), 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 1B (ouvrages de grande importance).

⇒ Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A = 0.2**

➤ **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.

⇒ Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 5**

➤ **Facteur de qualité (Q) :**

Le facteur de qualité Q est défini par : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$... (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	
	Sens X	Sens Y
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0.05	0.05
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
Valeur de Q	1.15	1.15

Tableau IV.4 : Valeurs des pénalités.

➤ **Facteur d'amplification dynamique (D) :**

Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T < T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3s \end{cases} \dots \text{(Formules 4.2 de RPA 99 v2003)}$$

Avec :

• T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003.

⇒ **Sol ferme (catégorie S2) → $T_2 = 0.4$ sec**

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \dots \text{(Formules 4.3 de RPA 99 v2003)}$$

ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique, donné par le tableau 4.7 du RPA99/version 2003.)

⇒ contreventement mixte voiles – portiques → $\xi = 10\%$

D'où : $\eta = 0.76$; ce qui donne :

$$D = 1.05$$

➤ **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).

$$W = \sum W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

- 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.

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

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

$$W = 122309.08 \text{ KN}$$

Résumé des résultats :

Paramètres	A	D	R	W	Q	V_{st} (KN)
Sens X	0.2	1.05	5	122309	1.15	5907.53
Sens Y					1.15	5907.53

Tableau IV.5 : La force sismique à 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	5907.53	4847.78	Vérifiée
E_Y	5907.53	4187.74	Non vérifiée

Tableau IV.6 : vérification de la résultante sismique.

⇒ Dans le sens y : $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$, alors on doit augmenter tous les paramètres de la réponse

dans le rapport : $\frac{0.8 V_{st}}{V_{dyn}} = 1.13$

IV.5.4 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 Autodesk Robot a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Niveau	Dimension d'étage		Position du centre masse		Position du centre 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
1	38,5	29	19,25	11,02	19,27	12,90	0,02	0,05%	1,88	6,57%
2	38,5	29	19,25	11,02	19,27	12,90	0,02	0,05%	1,88	6,57%
3	38,5	29	19,25	11,02	19,27	12,90	0,02	0,05%	1,88	6,57%
4	38,5	29	19,25	11,02	19,27	12,90	0,02	0,05%	1,88	6,57%
5	38,5	29	19,25	11,02	19,27	12,91	0,02	0,05%	1,89	6,61%
6	38,5	29	19,25	11,02	19,27	12,91	0,02	0,05%	1,89	6,61%
7	38,5	29	19,25	11,02	19,27	12,91	0,02	0,05%	1,89	6,61%
8	38,5	29	19,25	11,02	19,27	12,91	0,02	0,05%	1,89	6,61%
9	38,5	29	19,25	11,02	19,27	12,91	0,02	0,05%	1,89	6,61%
10	38,5	29	19,25	11,03	19,27	12,91	0,02	0,05%	1,88	6,57%
11	38,5	29	19,25	11,03	19,27	12,91	0,02	0,05%	1,88	6,57%
12	38,5	29	19,25	11,03	19,27	12,91	0,02	0,05%	1,88	6,57%
13	38,5	29	19,25	10,90	19,27	12,91	0,02	0,05%	2,01	7,03%
14	27,5	29	19,25	12,04	19,29	15,56	0,04	0,15%	3,52	12,31%
15	27,5	29	19,25	12,06	19,29	15,57	0,04	0,15%	3,51	12,27%
16	27,5	29	19,25	12,17	19,29	15,57	0,04	0,15%	3,4	11,89%
17	16.1	29	19.25	13.95	19,29	15,57	0,04	0,25%	1,62	5,66%

Tableau IV.7 : Vérification de 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.

IV.5.5 Les 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"

Le logiciel de calcul « **Robot** » donne directement les valeurs de δ_k , Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h_K (m)	Ex			Ey		
		δ_K (m)	Δ_K (m)	Δ_K/h_K	δ_K (m)	Δ_K (m)	Δ_K/h_K
1	3,74	0,003	0,003	0,08%	0,004	0,004	0,11%
2	3,06	0,009	0,006	0,20%	0,012	0,008	0,26%
3	3,06	0,016	0,007	0,23%	0,022	0,01	0,33%
4	3,06	0,025	0,009	0,29%	0,034	0,012	0,39%
5	3,06	0,035	0,01	0,33%	0,048	0,014	0,46%
6	3,06	0,045	0,01	0,33%	0,062	0,014	0,46%
7	3,06	0,056	0,011	0,36%	0,078	0,016	0,52%
8	3,06	0,066	0,01	0,33%	0,094	0,016	0,52%
9	3,06	0,077	0,011	0,36%	0,111	0,017	0,56%
10	3,06	0,087	0,01	0,33%	0,127	0,016	0,52%
11	3,06	0,098	0,011	0,36%	0,144	0,017	0,56%
12	3,06	0,11	0,012	0,39%	0,16	0,016	0,52%
13	3,06	0,122	0,012	0,39%	0,176	0,016	0,52%
14	3,06	0,134	0,012	0,39%	0,191	0,015	0,49%
15	3,06	0,146	0,012	0,39%	0,205	0,014	0,46%
16	3,06	0,158	0,012	0,39%	0,219	0,014	0,46%
17	3,06	0,168	0,01	0,33%	0,232	0,013	0,42%

Tableau IV.8 : 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.

IV.5.6 Le déplacement 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)	δ_{Tot}/h_K
Sens X	16.8	0.31%
Sens Y	23.2	0.44%

Tableau IV.9 : Vérification du déplacements max au sommet.

On remarque que le déplacement maximal au sommet dans les deux sens est inférieur inférieurs au centième de la hauteur totale du bâtiment. Donc la condition est vérifiée.

IV.5.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

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

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} < 0.1$$

- P_K Poids total de la structure et des charges d'exposition 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 ».
- h_K Hauteur de l'étage « k ».

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	h_K (m)	P_K (KN)	Ex			Ey		
			Δ_K (m)	V_K (KN)	θ	Δ_K (m)	V_K (KN)	θ
1	3,74	8368,5517	0,003	4847,78	0,00	0,004	4187,74	0,00
2	3,06	7929,4923	0,006	4772,23	0,00	0,008	4092,77	0,01
3	3,06	7929,4923	0,007	4629,99	0,00	0,01	3937,44	0,01
4	3,06	7929,4923	0,009	4457,78	0,01	0,012	3772,37	0,01
5	3,06	7748,8538	0,01	4274,87	0,01	0,014	3594,14	0,01
6	3,06	7748,8538	0,01	4070,03	0,01	0,014	3391,78	0,01
7	3,06	7748,8538	0,011	3838,21	0,01	0,016	3187,33	0,01
8	3,06	7748,8538	0,01	3596,4	0,01	0,016	2991,72	0,01
9	3,06	7592,7086	0,011	3361,11	0,01	0,017	2797,72	0,02
10	3,06	7592,7086	0,01	3128,68	0,01	0,016	2609,69	0,02
11	3,06	7592,7086	0,011	2886,67	0,01	0,017	2427,39	0,02
12	3,06	7461,0568	0,012	2623,9	0,01	0,016	2231,63	0,02
13	3,06	7669,8398	0,012	2321,14	0,01	0,016	2007,69	0,02
14	3,06	6195,3369	0,012	1960,05	0,01	0,015	1748,3	0,02
15	3,06	6088,1785	0,012	1617,14	0,01	0,014	1476,3	0,02
16	3,06	5928,5588	0,012	1189	0,02	0,014	1122	0,02
17	3,06	5447,0078	0,01	638,64	0,03	0,013	639,62	0,04

Tableau IV.10 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

On voit bien que la condition $\theta < 0.1$ est largement satisfaite, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux.

IV.5.8 Vérification au renversement

Pour que la Tour soit stable au renversement il doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Avec :

- M_S : Moment stabilisant.
- M_R : Moment renversant.

Sens X			Sens Y		
M_S (KN.m)	M_R (KN.m)	M_S/M_R	M_S (KN.m)	M_R (KN.m)	M_S/M_R
1068726,14	126036,09	8	1821144,04	153387,17	11

Tableau IV.11 : Vérification au renversement.

D'après le tableau $\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$, Donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux sens.

IV.6 Conclusion :

Toutes les exigences de sécurité imposée par le RPA sont satisfaites, donc on peut passer au ferrailage des éléments.

CHAPITRE V

« Ferrailage des éléments structuraux »

V.1 Les poutres

V.1.1 Rôle et définition :

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

V.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 avec les combinaisons suivantes :

$$E L U \dots\dots\dots 1,35 G + 1,5 Q$$

$$E L S \dots\dots\dots G + Q$$

V.1.2.1 Armature longitudinale :

Ces aciers reprennent les efforts de traction amenés par la flexion, ces aciers sont calculés en fonction des sollicitations déduites du logiciel **Robot structural analysis**, est-elle été résumés dans le tableau suivant :

		ELU		ELS	
		Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
Poutres principales (30x50)	extrémité	94.70	138.09	68.72	100.27
	centre	124.02	178.41	89.96	129.47
Poutres secondaires (30x45)		39.21	58.64	28.18	42.27

Tableau V.1 : Sollicitations maximales dans les poutre.

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

		En travée		En appuis	
		A _{Cal} (cm ²)	Ferrailage choisi	A _{Cal} (cm ²)	Ferrailage choisi
Poutres principales (30x50)	rive	6	3HA16=6.03	9.1	5HA16=10.05
	intermediare	8.1	5HA16=10.05	12	6HA16=12.06
Poutres secondaires (30x45)		2.7	3HA14=4.62	4.1	3HA14=4.62

Tableau V.2 : Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Rq : Puisque les poutres ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

Diagramme des sollicitations dans les poutres

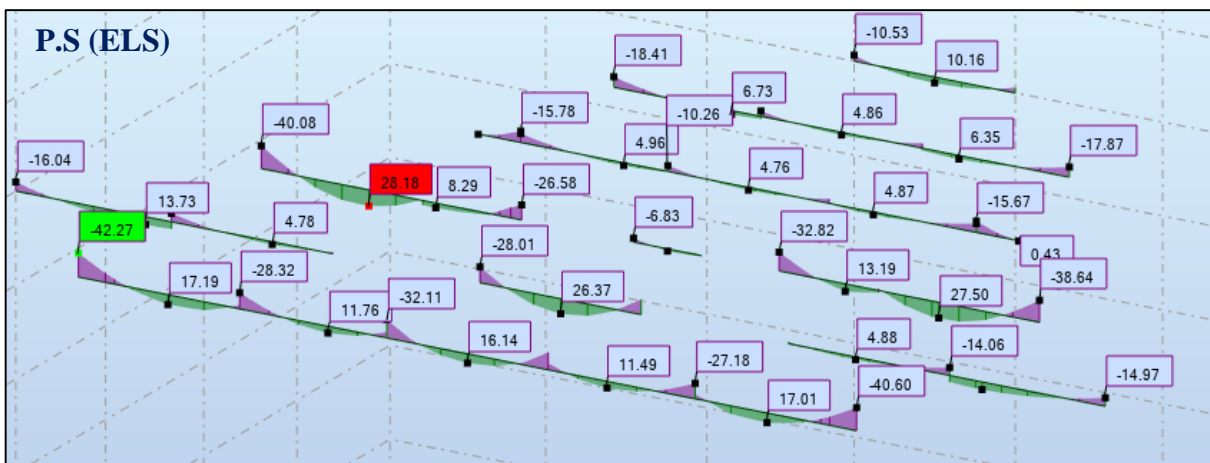
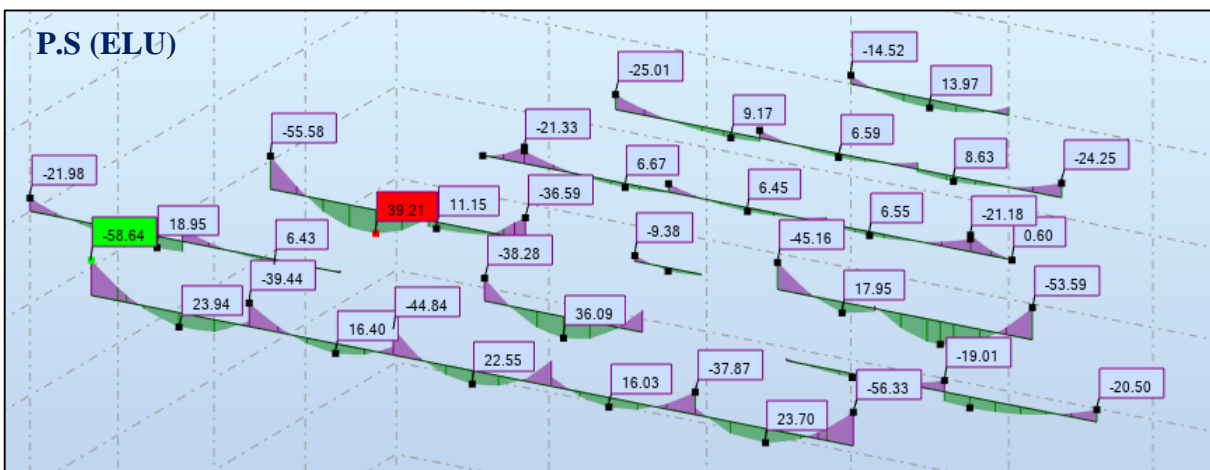
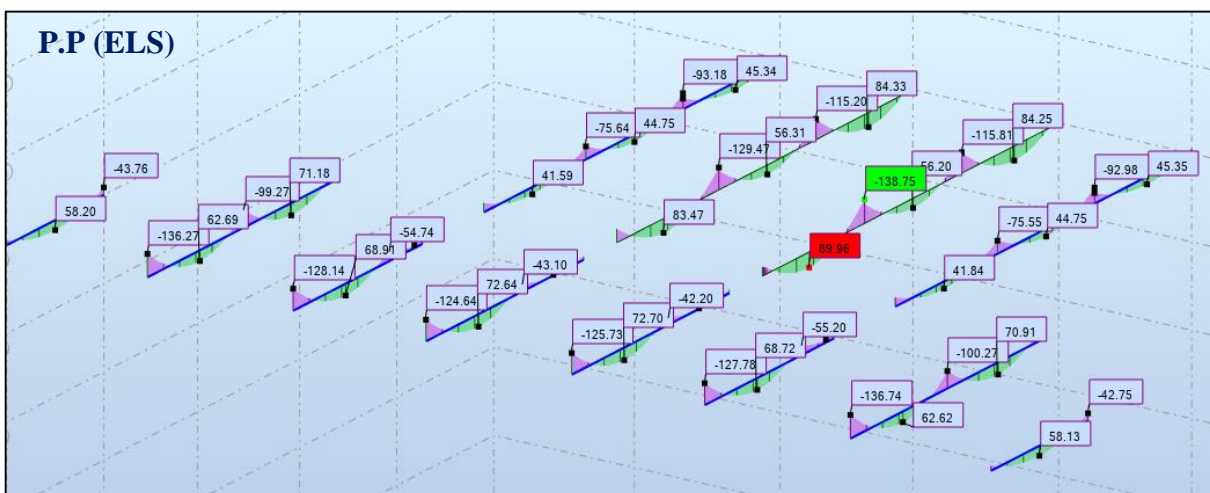
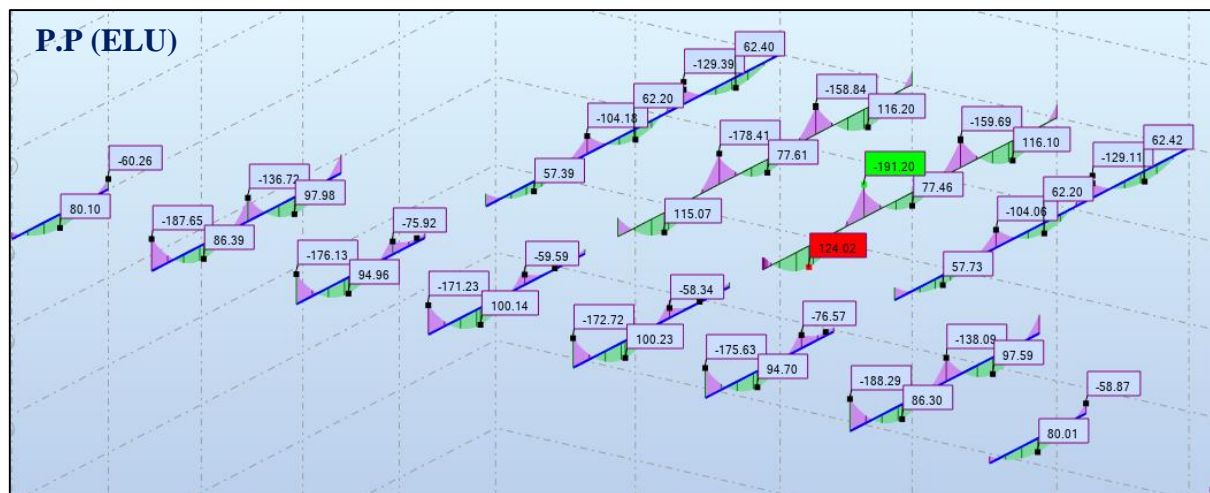


Figure V.1 : Diagramme des sollicitations dans les poutres.

V.1.2.2 Armature transversale :

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

❖ L'espacement des cadres :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_t ; 30\text{cm}\right)$

- 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	12.5 cm	10 cm	25 cm	20 cm
P.S	11.25 cm	10 cm	22.5 cm	20 cm

Tableau V.3 : L'espacement des cadres des poutres

⇒ La zone nodale est définie par $l' = 2 \cdot h$

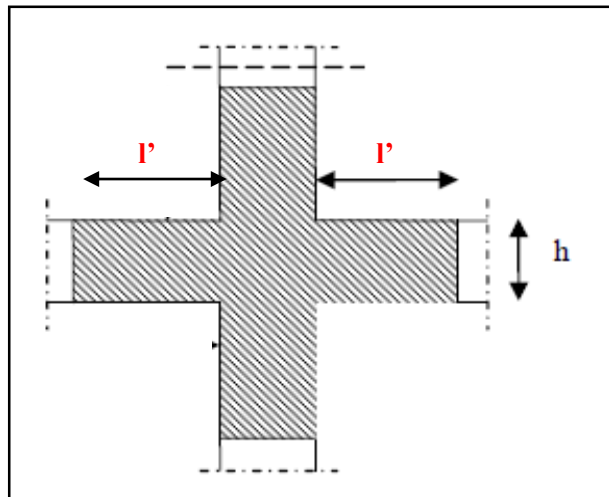


Figure V.2 : Zone nodal (poutre).

La longueur de la zone nodale des poutres sont résumés dans le tableaux suivant :

	h (cm)	l' (cm)
P.P	50	100
P.S	45	90

Tableau V.4: Longueur de la zone nodale des poutres.

V.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 :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, car si ces dernières sont vérifiées, les autres le seront sûrement. Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

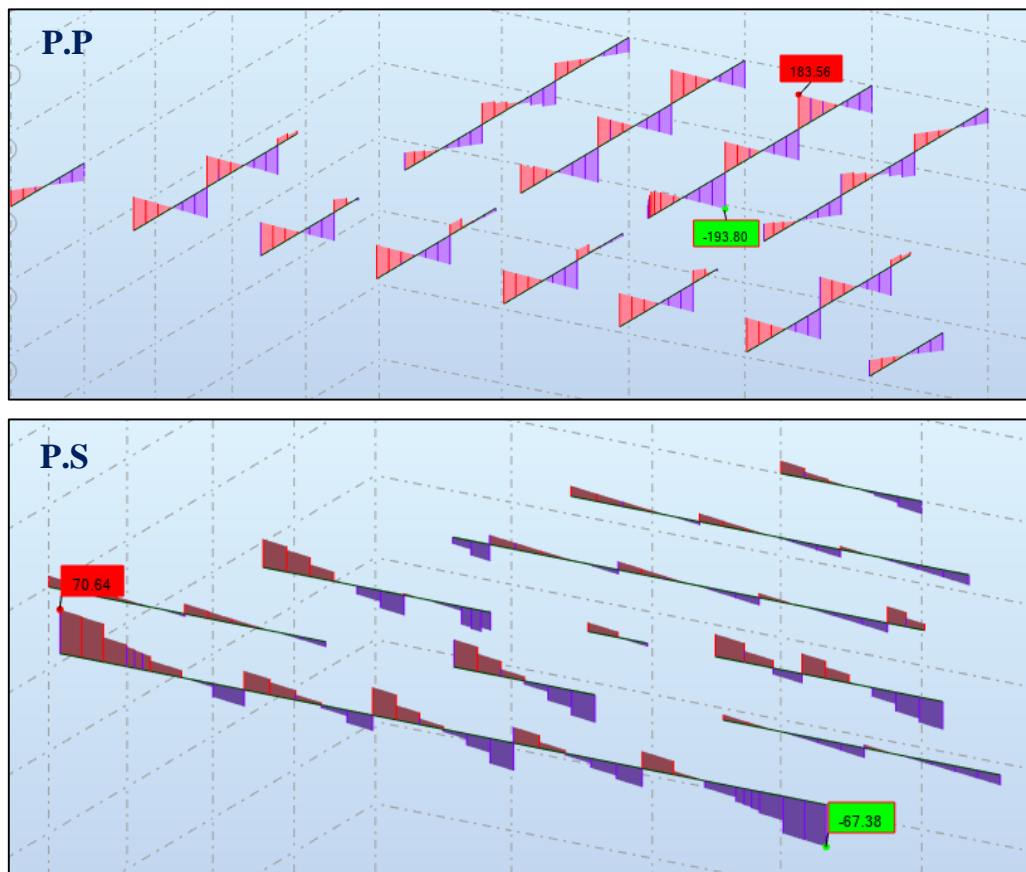


Figure V.3 : Diagramme des effort tranchants dans les poutres.

	$V_{u,max}$ (KN)	τ_U (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
P.P	194	1.44	2.5	Vérifiée
P.S	70.64	0.58		Vérifiée

Tableau V.5 : Vérification des contraintes tangentielle.

Figure V.4 : Ferrailage poutre PP1.

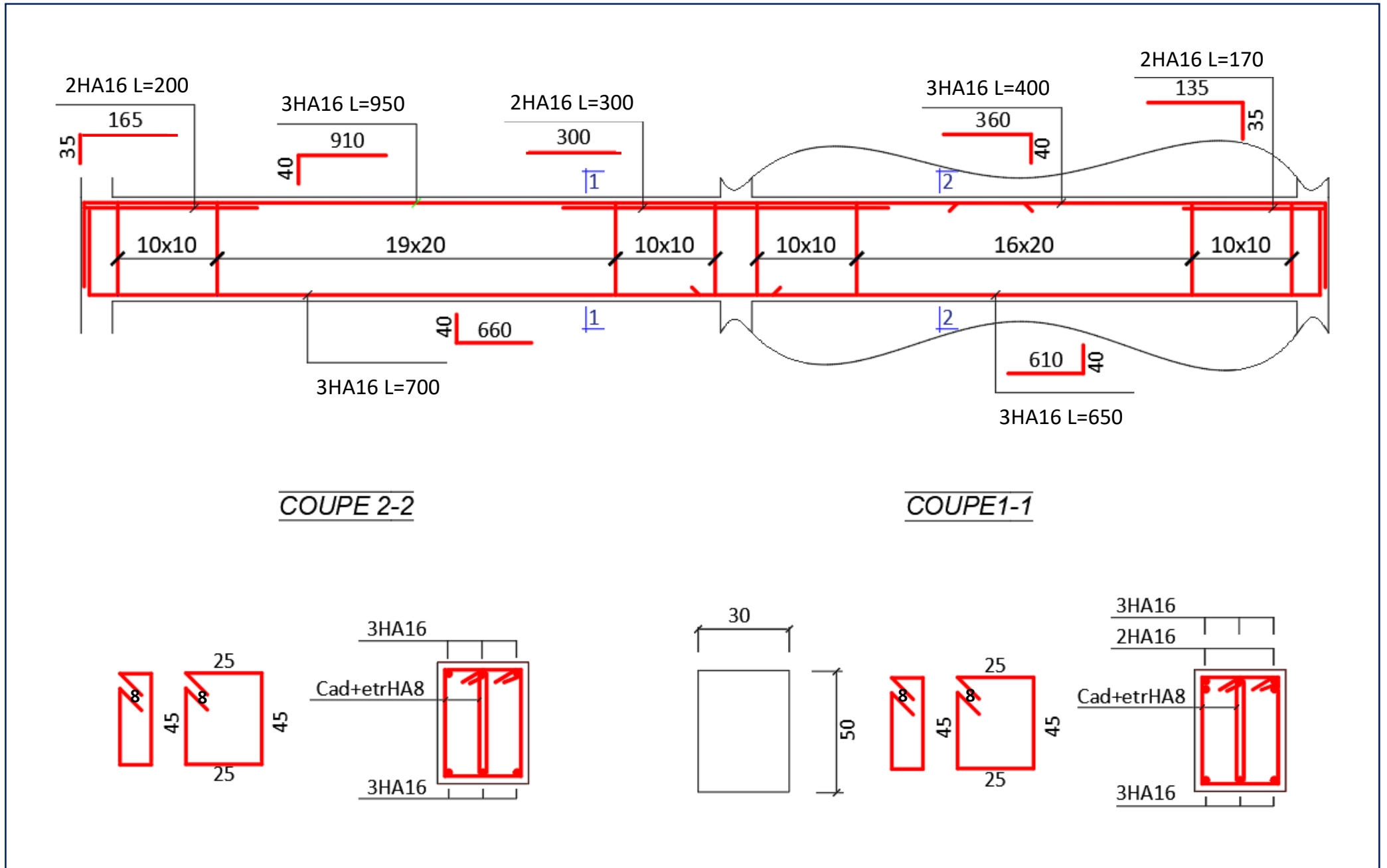


Figure V.5: Ferrailage poutre PP5.

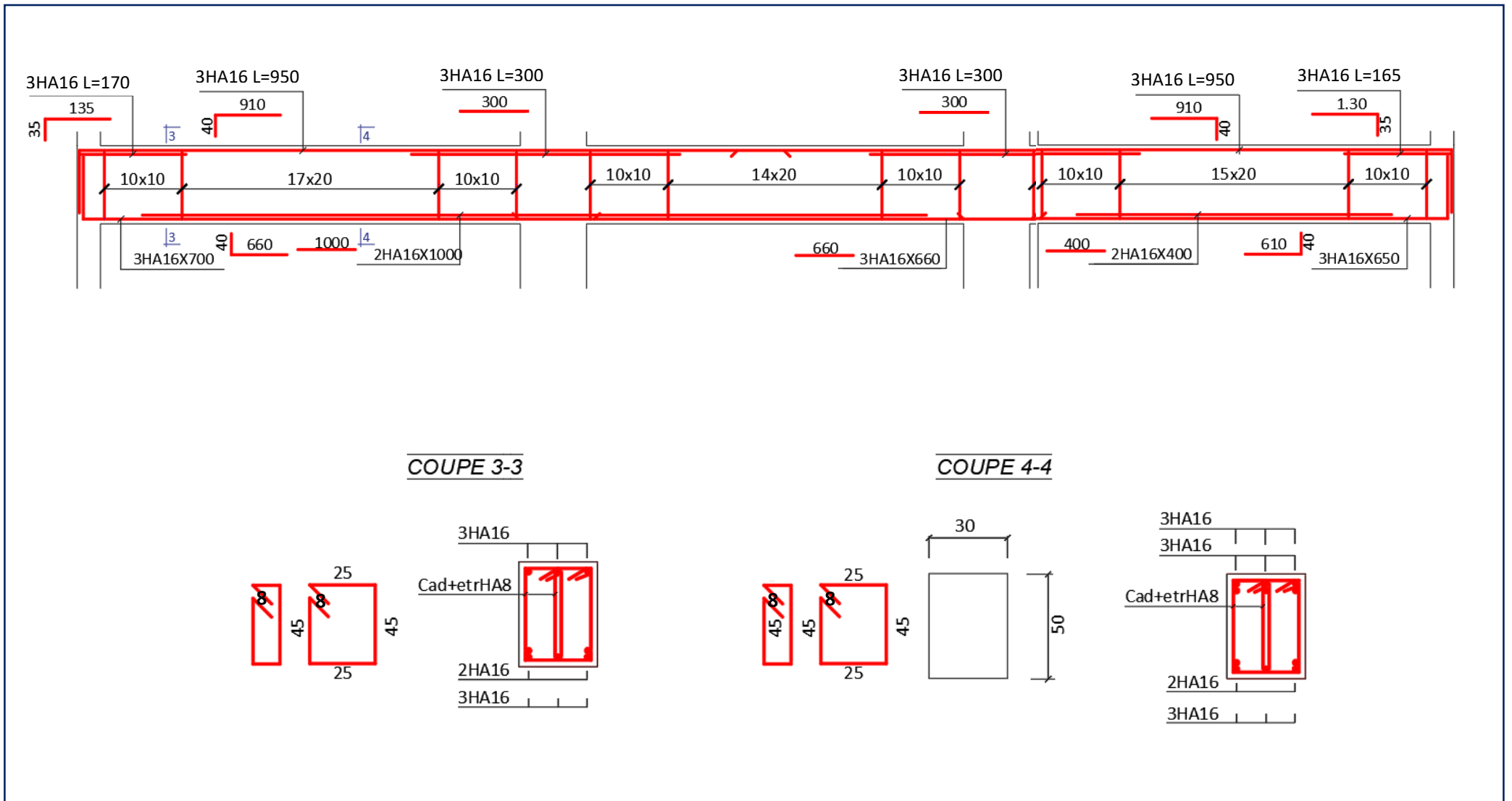
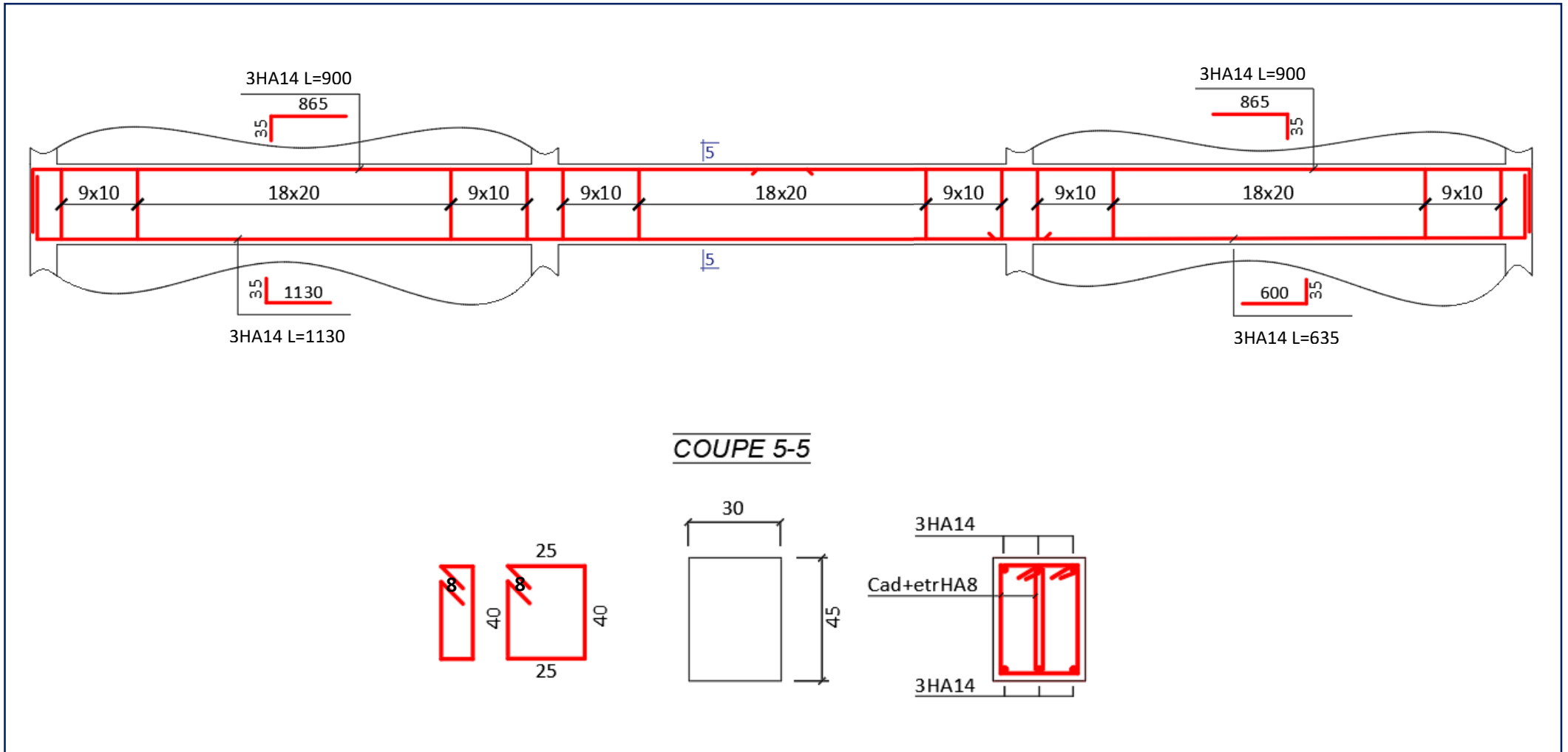


Figure V.6: Ferrailage poutre PS4.



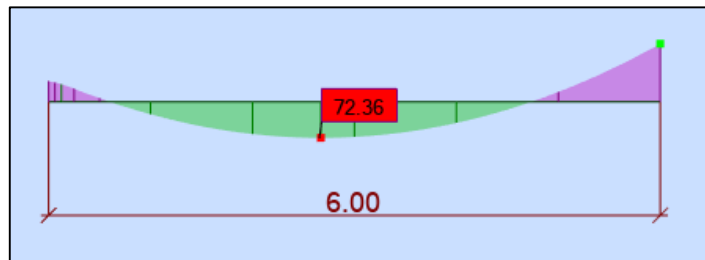
➤ **Vérification de la flèche :**

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

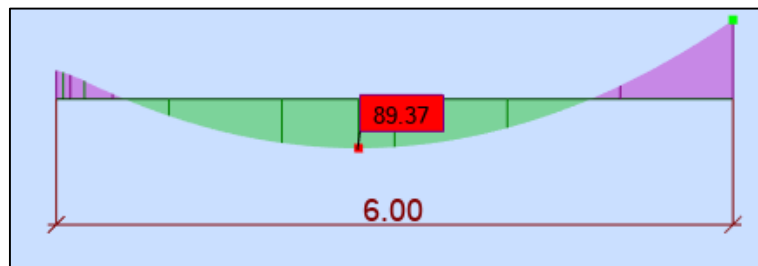
- Δf flèche totale, calculée par le Robot expert BA
- \bar{f} flèche admissible ($L > 5\text{m} \rightarrow \bar{f} = 0.5\text{cm} + \frac{L}{1000}$)

Moments appliqués :

- **Moment dû à la charge permanente (G) :**



- **Moment dû à la charge totale (G+Q) :**



Les résultats donnés par Robot expert BA :

$$\text{Flèche totale : } \Delta f = 10 \text{ mm} < f_{\text{adm}} = 11 \text{ mm} \dots \text{ CV}$$

V.1.4 Disposition constructive :

- 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.

V.2 Les poteaux

V.2.1 Rôle et définitions :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations.

V.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

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Selen C.B.A:** (situation durable)
 - ELU1,35 G + 1,5 Q
 - ELSG + Q
- **Selen RPA 99 :** (situation accidentelle)
 - G + Q ±E

V.2.2.1 Ferrailage longitudinal:

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

$$N_{\text{Max}} \rightarrow M_{\text{Correspond}} \quad (\text{ELU \& ELS})$$

$$M_{\text{Max}} \rightarrow N_{\text{Correspond}} \quad (\text{ACC})$$

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **Robot**, est-elle été résumés dans le tableau suivant :

Section (Cm ²)	ELU			ELS			ACC		
	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)	N (KN)	My (KN.m)	Mz (KN.m)
85x85	7284	3.81	17.57	5304	2.97	12.76	4988	0.65	240
75x75	5417	6.78	27.16	3944	4.99	19.70	3561	3.47	131
65x65	3660	8.54	18.74	2665	6.31	13.59	2005	5.31	128
55x55	2403	7.34	9.23	1749	6.28	7.75	1145	4.78	110
45x45	1194	6.25	2.69	870	5.39	1.87	861.73	3.42	70.80
35x35	802	4.30	11.63	584	2.82	8.25	30.28	6.12	101

Tableau V.6 : Sollicitations maximales dans les poteaux.

Rq : Puisque les poteaux ne sont pas exposés aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

On a toujours un moment faible par rapport à un effort de compression fort. Le dimensionnement a donné un ferrailage minimum, 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)
85x85	58	20 HA 20 = 62.83
75x75	45	16 HA 20 = 50.27
65x65	34	12HA 20 = 37.70
55x55	24	8 HA 20 = 25.13
45x45	16.2	8 HA 20 = 25.13
35x35	10	8 HA 16 =16.08

Tableau V.7 : Les Armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.

V.2.2.2 Ferrailage transversales :

Le ferrailage transversal est réalisé par des cadres et des épingles, 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 :

$$\text{Zone II} \begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t < \text{Min} (10\phi_L; 15\text{cm}) \\ \text{Dans la zone courante : } t' < 15\phi_L \end{cases}$$

Section	Zone nodale		Zone courante	
	S _T (calculé)	S _T (choisie)	S _T (calculé)	S _T (choisie)
85x85	15 cm	15 cm	30 cm	25 cm
75x75	15 cm	15 cm	30 cm	25cm
65x65	15 cm	15 cm	24 cm	20 cm
55x55	15 cm	15 cm	24 cm	20 cm
45x45	15 cm	15 cm	24 cm	20 cm
35x35	14 cm	10 cm	21 cm	20 cm

Tableau V.8 : L'espacement des cadres des poteaux.

La zone nodale est définie par h' : $h' = \max (h_e/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$.

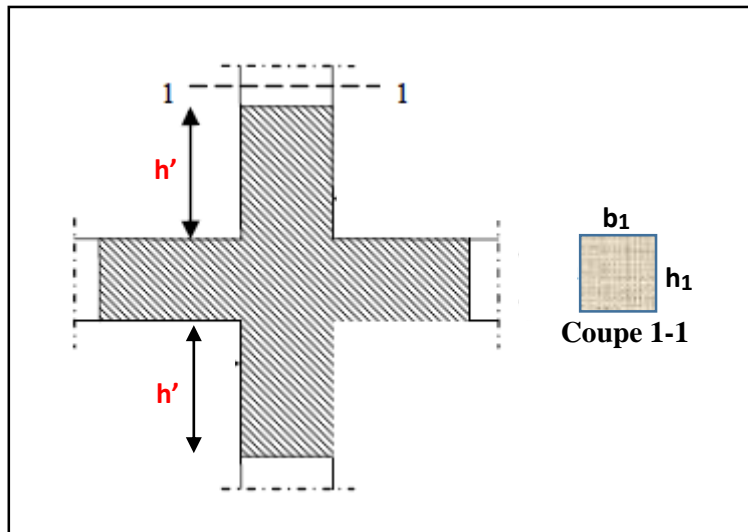


Figure V.7 : Zone nodal (Poteau).

La longueur de la zone nodale des poteaux sont résumés dans le tableaux suivant :

	Section (cm ²)	h'(cm)
RDC (3.74m)	85x85	85
	75x75	75
Etage courant (3.06m)	85x85	85
	75x75	75
	65x65	65
	55x55	60
	45x45	60
	35x35	60

Tableau V.9 : La longueur de la zone nodale des poteaux.

V.2.3 Disposition constructive :

- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ (zone 2II).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si à possible à 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.

V.2.4 Schéma de ferrailage :

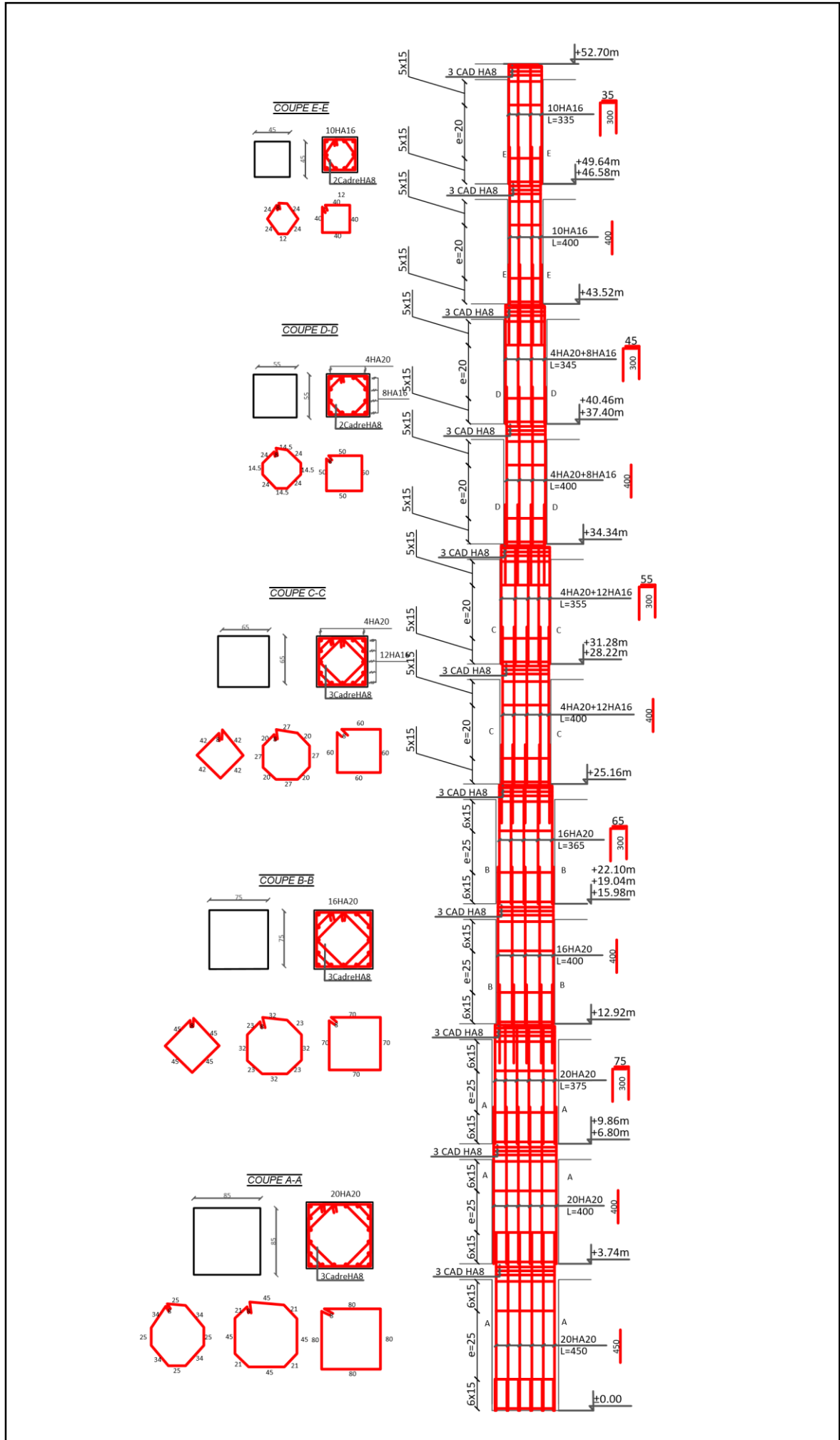


Figure V.8 : Ferrailage poteau intermédiaire "P2".

V.3 Les voiles

V.3.1 Rôle et définition :

Les voiles sont des éléments en béton armé ou la longueur est au moins quatre fois supérieure à la largeur. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

V.3.2 Le Ferrailage

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

V.3.2.1 Armature verticaux :

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

On distingue 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.

V.3.2.2 Armature horizontaux :

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 leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur 10ϕ . En plus des épingles sont prévus 4 par $1m^2$

Remarque :

Pour les voiles qui sont avec des ouvertures, le cisaillement dans les linteaux est très important, d'où la disposition des armatures en diagonale est obligatoire (si $\tau \geq 0,06 f_{c28}$), le calcul de ces armatures se fait avec la formule suivant : **$A_D = 0,15\% . b . h$**

V.3.3 Exemple de calcul :

On prend comme exemple le voile V1 et V2 :

❖ **Voile V1 : (Niveau RDC)**

Effort normale :

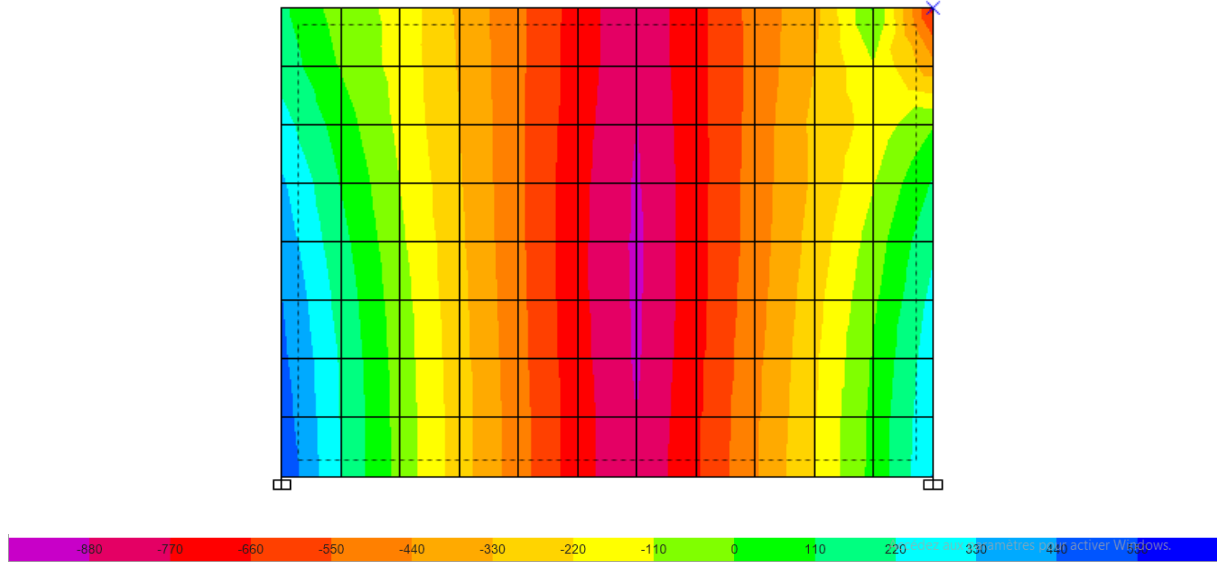


Figure V.9 : Sollicitation dans le voile V1.

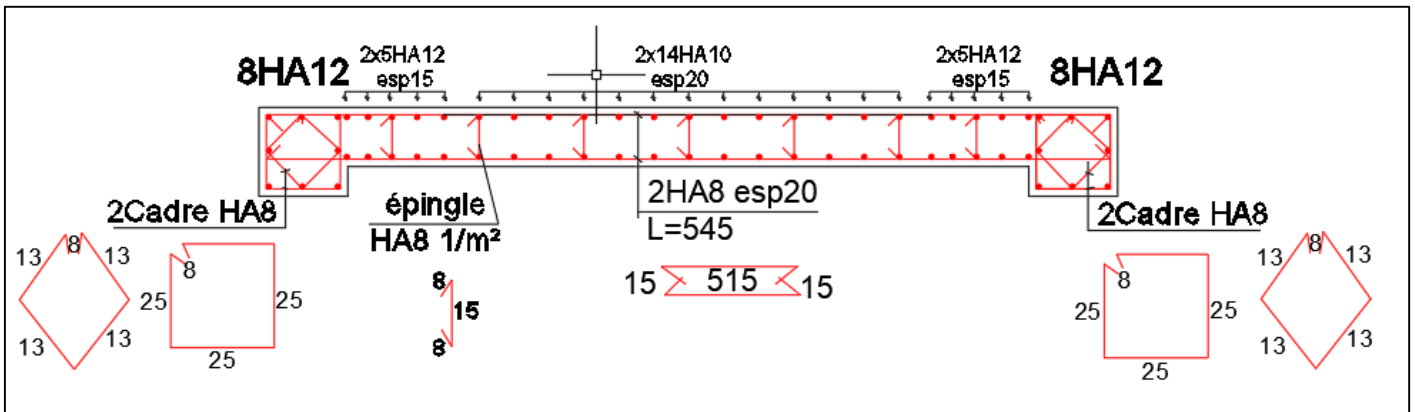


Figure V.10 : Schéma de ferrailage du voile V1.

❖ Voile v2 : (Niveau RDC)

Effort normal :

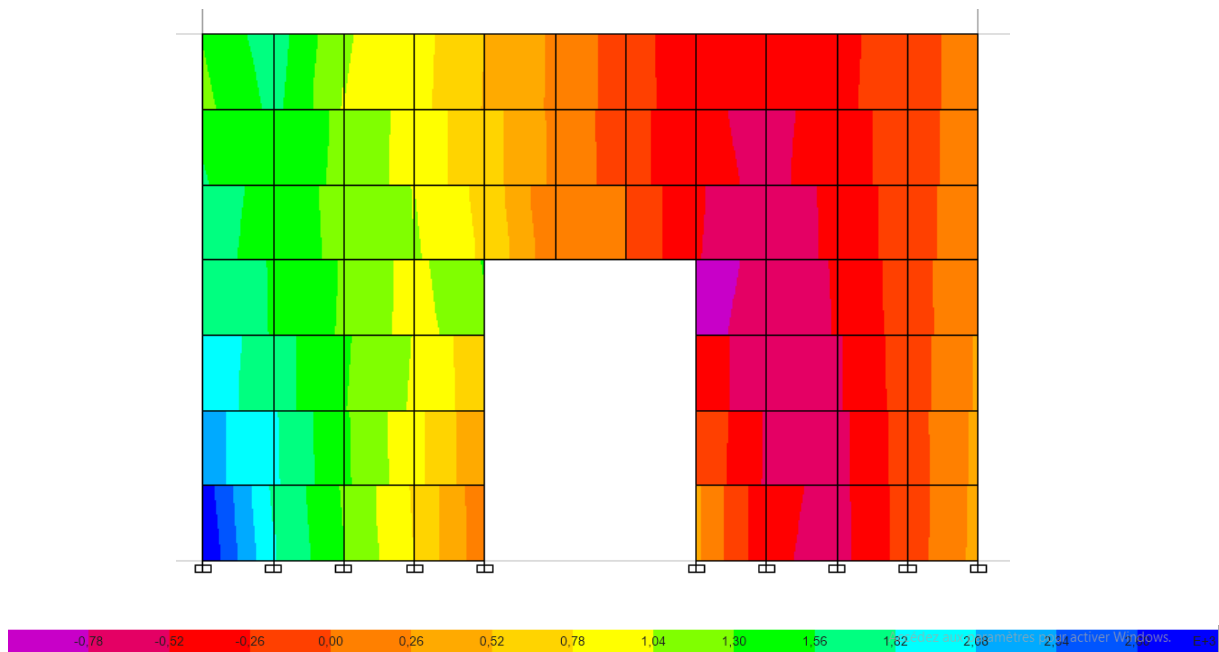


Figure V.11 : Sollicitation dans le voile V6 .

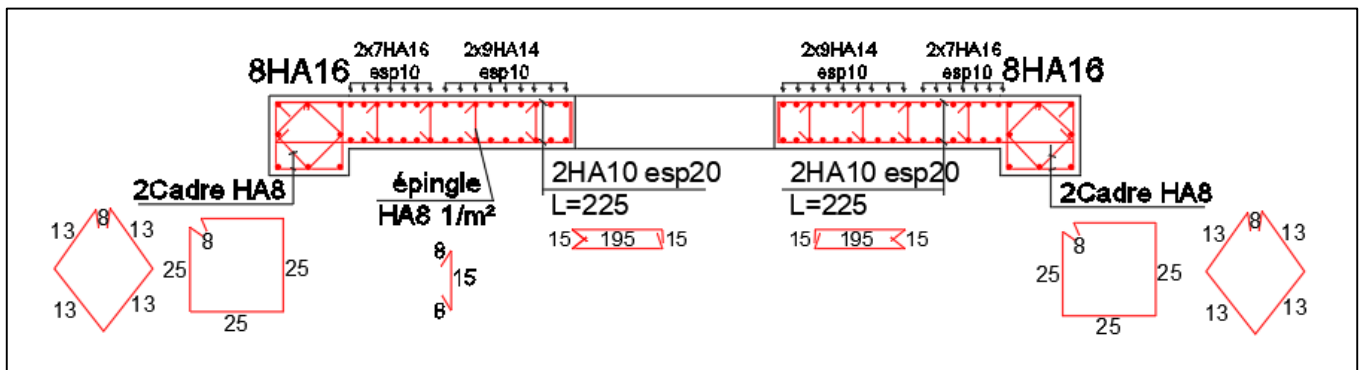


Figure V.12 : Schéma de ferrailage du voile V6.

Ferrailage des linteaux :

Dans le cas d'un voile avec ouverture ; on constate une concentration de contraintes autour de cette ouverture de ce fait, on procède au renforcement de cette partie en disposant des armatures en diagonale.

Contrainte de cisaillement :

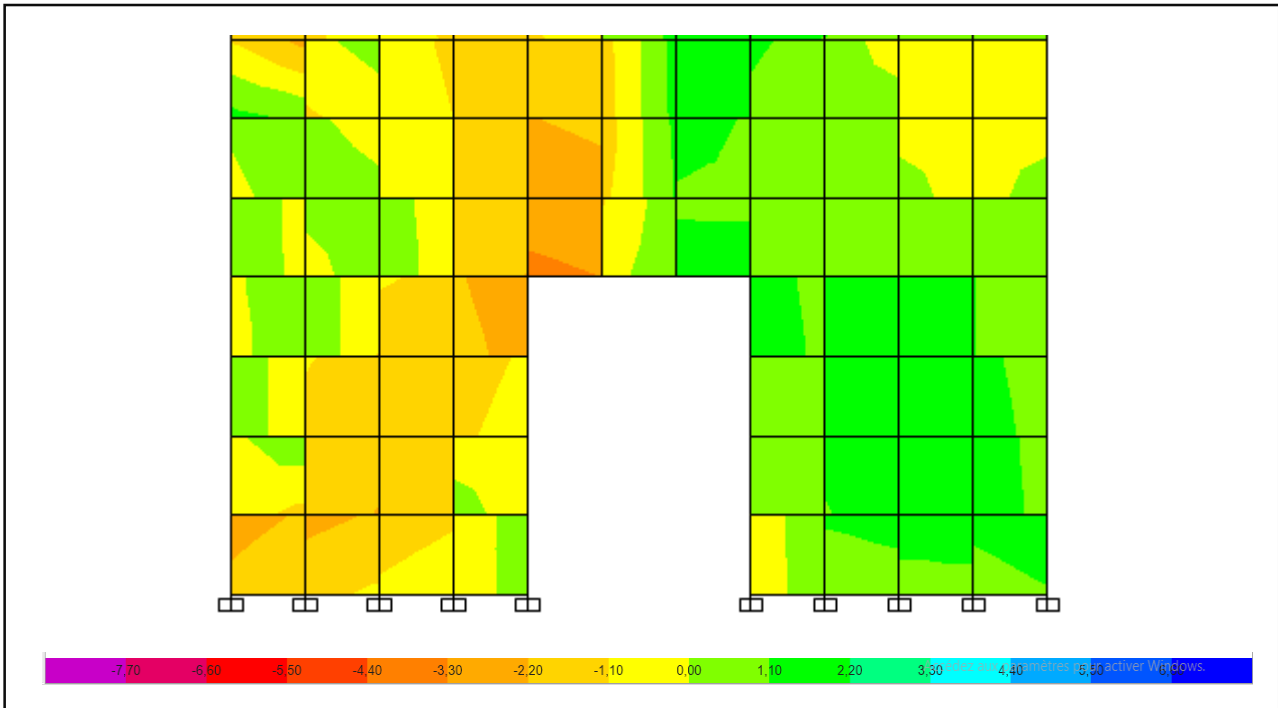


Figure V.13 : Sollicitation dans les linteaux .

τ (MPa)	$0.06 \times f_{c28}$	Observation	A_D (cm ²)	Choix des barres
3.2	1.5	$\tau > 0.06 \times f_{c28}$	4.62	2×4HA12

Tableau V.10 : Ferrailage des linteaux.

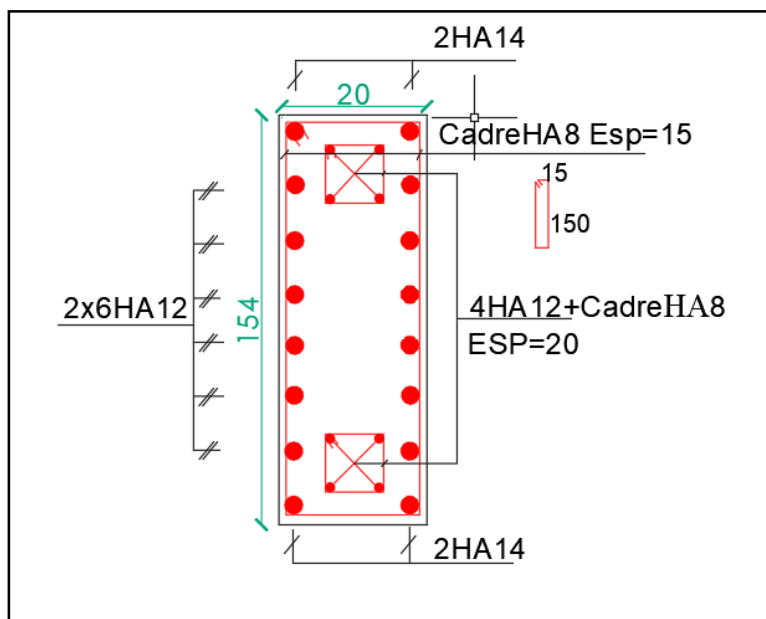


Figure V.14 : ferrailage linteau du voile V2.

CHAPITRE VI

« Ferrailage des éléments secondaire »

VI.1 Plancher à corps creux

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

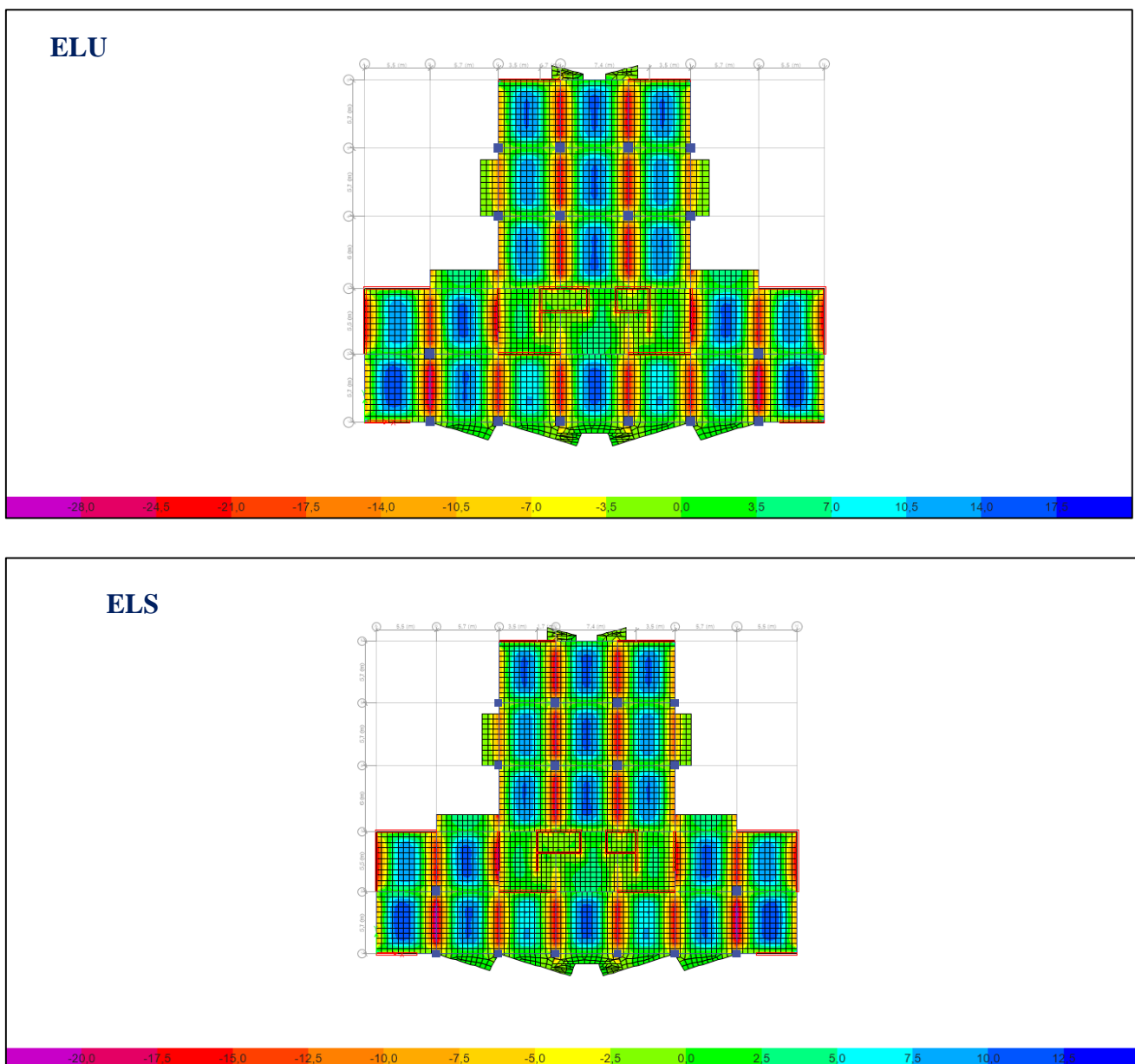
VI.1.1 Ferrailage des poutrelles :

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

VI.1.1.1 Charge revenant au 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).



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

En travée		En appuis	
ELU	ELS	ELU	ELS
11.05	7.8	13	10.4

Tableau VI.1 : Sollicitations maximales dans les poutrelles.

VI.1.1.2 Ferraillage :

- **En travée :** Le calcul se fera pour une section en Té 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 ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Amin (Cm ²)	En travée		En appuis	
	A _{Cal}	Choix	A _{Cal}	Choix
0.26	1.9	2 HA12 = 2.26	2.6	2 HA14 = 3.08

Tableau VI.2 : Ferraillage des poutrelles.

Rq : la fissuration est considérée comme préjudiciable.

VI.1.2 Ferraillage de la dalle de compression :

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.

⇒ Donc on choisit un treillis soudé d'un quadrillage à maille de dimension (150x150).

VI.1.3 Schéma de ferraillage :

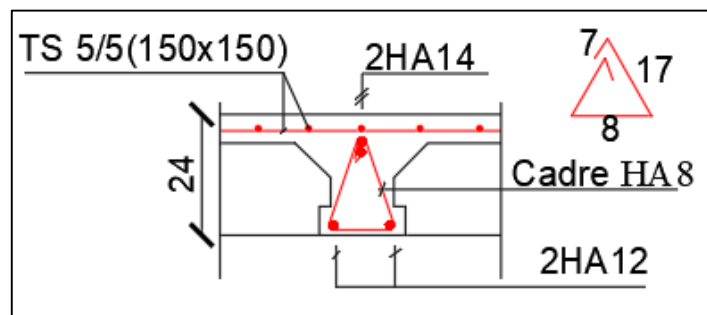


Figure VI.2 : Ferraillage poutrelle.

VI.2 Dalle pleine

VI.2.1 Ferrailage :

On détermine les moments suivant des deux directions l_x et l_y , et on calcule 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	7	5
	appui	12	10
Sens Y	Travée	5	4
	appui	13	11

Tableau VI.3 : Sollicitations maximales dans la dalle plein.

Le ferrailage de la dalle plein 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	4
Sens Y	1.8	4.4

Tableau VI.4 : Ferrailage dalle plein (cm^2).

Rq : Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

On Adopte :

- **Nappe inférieure :** Ferrailage longitudinale et transversale HA8 esp20 dans les deux sens
- **Nappe supérieur :** Ferrailage longitudinale et transversale HA8 esp20 + chapeaux HA10 esp20 dans les deux directions.
- **Chaises pour le montage de la dalle :** Pour la réalisation de la dalle on peut utiliser des chaises en $\phi 14$ comme des cadres entre les nappes d'armateur de la dalle.

VI.2.2 Le schéma de ferrailage :

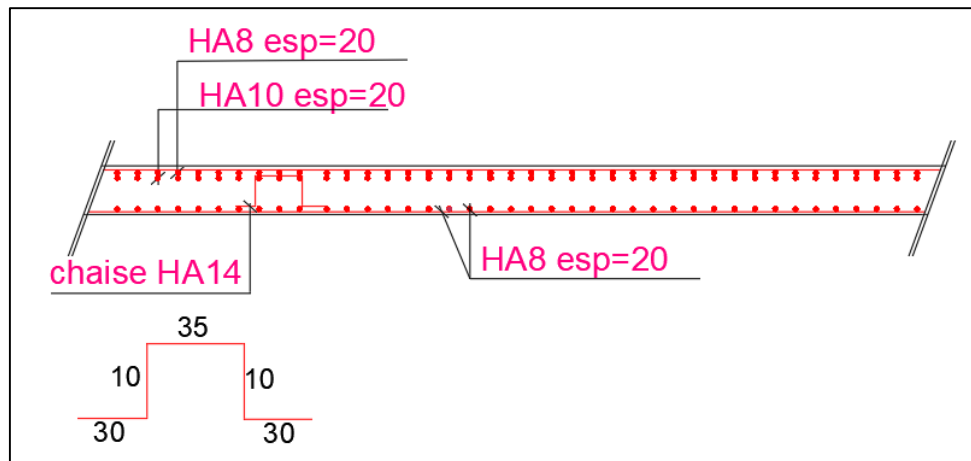


Figure VI.3 : Ferrailage dalle plein.

VI.3 Escalier

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations auxquelles il est soumis pour pouvoir ensuite déterminer le ferrailage qu'il lui convient. Dans notre projet l'escalier à étudier comporte deux volets symétriques donc on va étudier uniquement le volée1 et les résultats obtenus vont être appliqués sur l'autre volée.

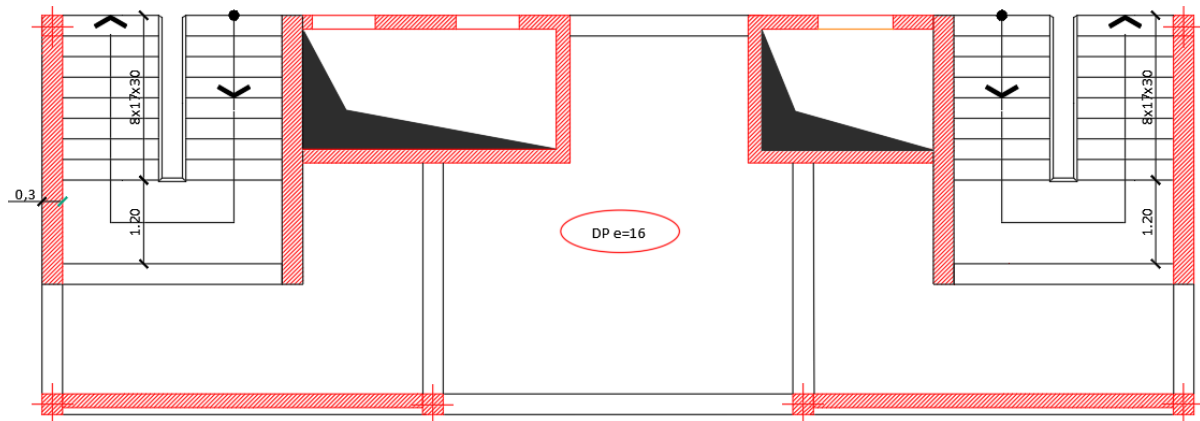


Figure VI.4 : Vue en plan de l'escalier.

VI.3.1 Calcul des sollicitations :

Le chargement qui revient sur l'escalier :

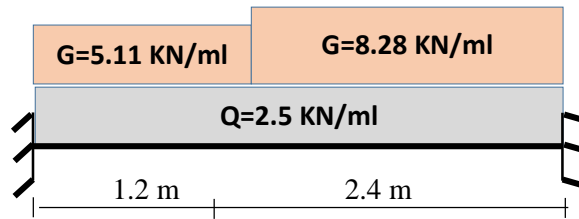
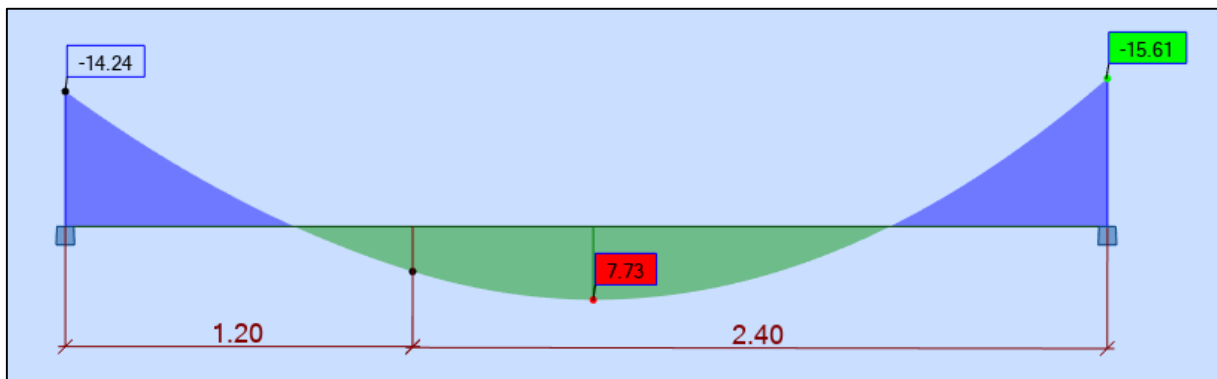


Figure VI.5 : Chargement de l'escalier.

Les sollicitations calculées par ROBOT sont présentées dans la figure ci-après :

ELU :



ELS :

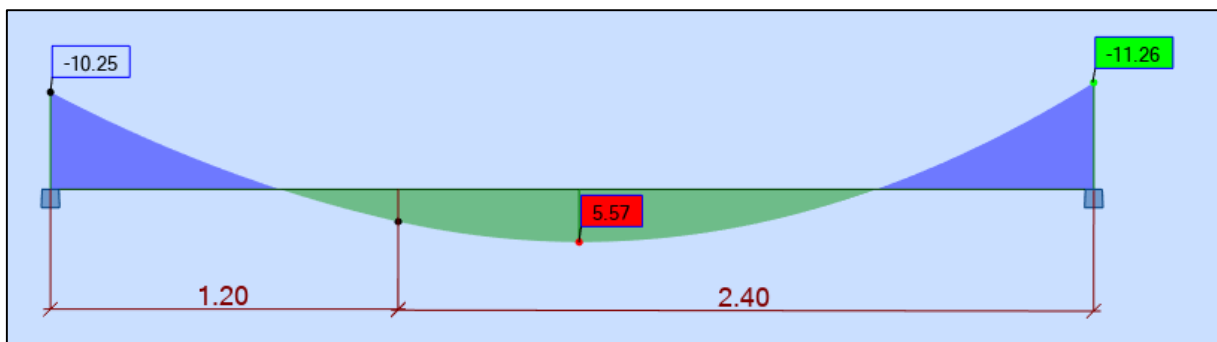


Figure VI.6 : Sollicitations escalier.

VI.3.2 Le ferraillage :

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire de largeur $b = 100$ cm et de hauteur $h = 15$ cm (épaisseur du palier).

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

En travée	En appui
2.4	4.9

Tableau VI.5 : Ferraillage escalier (cm²).

- On adopte pour le ferraillage appui : HA14 esp 20
- On adopte pour le ferraillage travée : HA14 esp 20

VI.3.3 Vérification de la flèche :

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le CBA93 comme

suit : $f_{adm} = \frac{360}{500} = 0.72$ cm

La vérification de la flèche est présentée dans le tableau suivant :

M_g (KN.m)	M_p (KN.m)	Δf (cm)	\bar{f} (cm)	Observation
9.84	13.07	0.58	0.72	Vérifiée

Tableau VI.6 : Vérification de la flèche escalier.

Rq : M_g et M_p sont des valeurs pour poutre simplement appuyée (cas plus défavorable).

VI.3.4 Schéma de ferraillage :

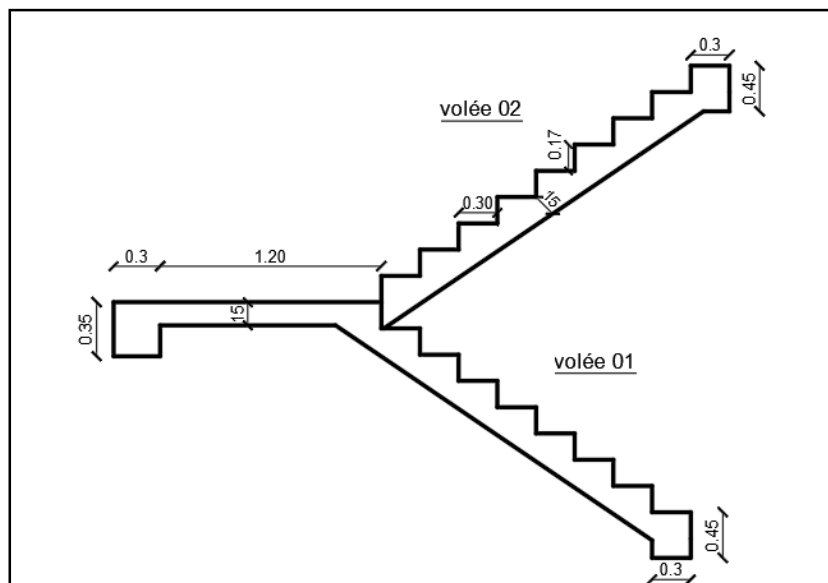


Figure VI.7 : Coffrage escalier niveau étage courant.

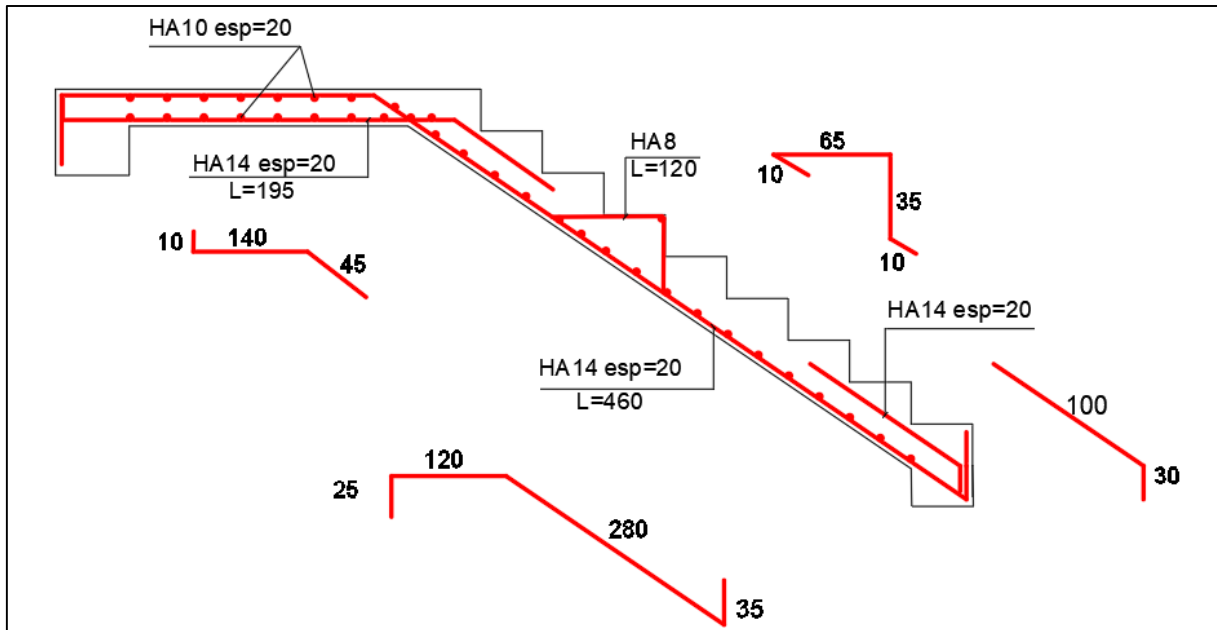


Figure VI.8 : Ferrailage volée 01.

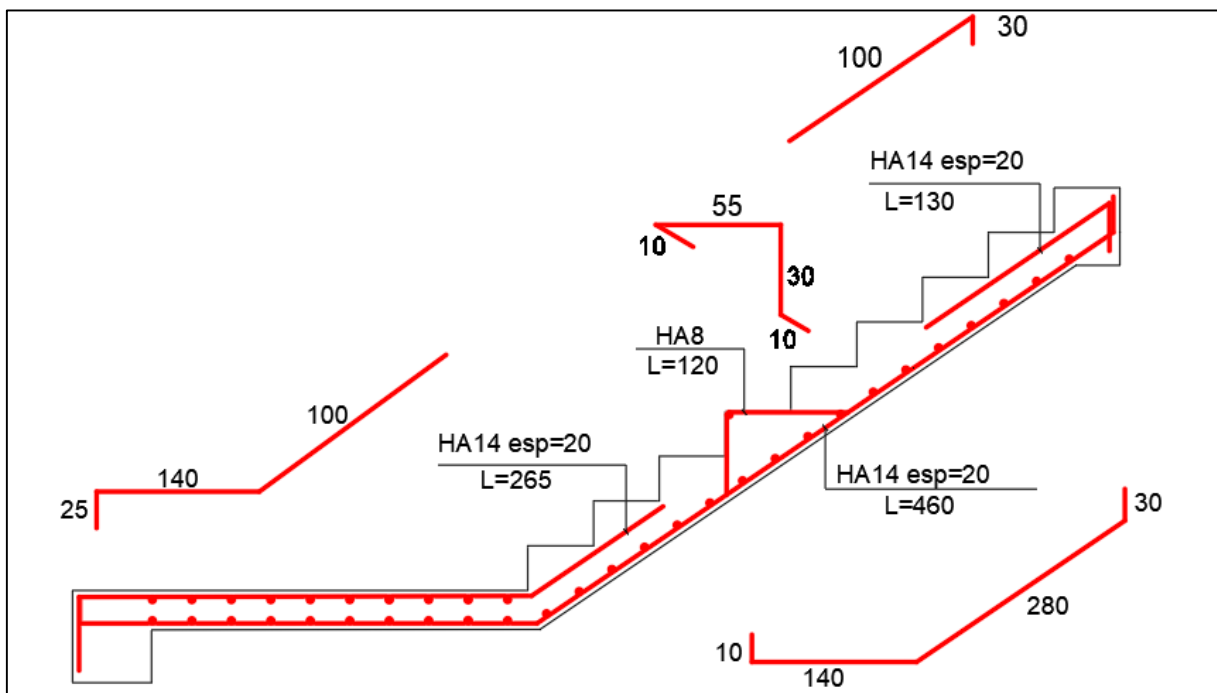


Figure VI.9 : Ferrailage volée 02 .

VI.4 Etude de la poutre palière

VI.4.1 Pré dimensionnement :

D'après la condition de flèche défini par le CBA93 :

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

Avec :

L : portée entre nus de la poutre palière. → **L=320 cm**

D'où : **21.33 ≤ h ≤ 32**

Exigences du RPA99/2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{cases}$$

Donc, on prend : **b = h = 30 cm.**

VI.4.2 Ferrailage :

La poutre palière : c'est une poutre partiellement encastree à l'extrémité dans les poteaux et soumise à la flexion et à la torsion.

VI.4.2.1 Calcul a la flexion :

Les charges revenant à la poutre :

- **Poids propre de la poutre** : $25(0.3 \times 0.3) = 2.25 \text{ KN/ml}$.
- **Poids du mur (simple paroi) situé sur la poutre** : $1.88 \times 1.53 = 2.87 \text{ KN/ml}$.
- **Réaction du palier sur la poutre** : $R = 15.95 \text{ KN/ml}$.

Les sollicitations calculées par ROBOT sont présentées dans la figure ci-après :

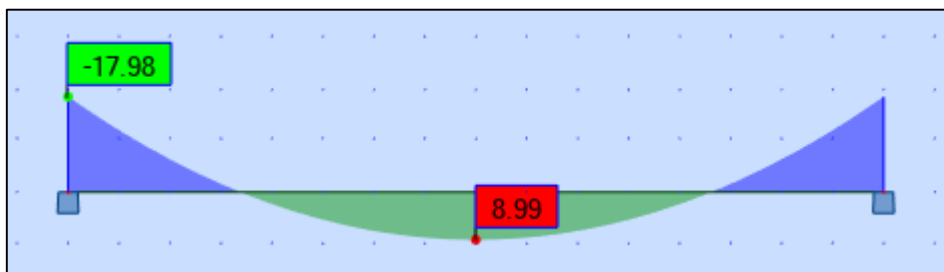


Figure VI.10: Sollicitations poutre palier.

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

Travée		Appui	
A_{Cal} (cm ²)	Choix des barres	A_{Cal} (cm ²)	Choix des barres
1	3HA12=3.39	1.8	3HA12=3.39

Tableau VI.7 : Ferrailage poutre palier .

Condition de non fragilité :

La section minimale : $A \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A \geq 0,98 \text{ cm}^2 \dots CV$$

Rq : Puisque les armatures ne sont pas exposées aux intempéries, la fissuration est peu nuisible.

VI.4.2.2 Calcul a la torsion :

Moment de torsion provoqué par la flexion du palier : $M_t = 10.25 \text{ KN.m}$

D'après le programme expert BA, on obtient : $A_{\text{Tor}} = 2.2 \text{ cm}^2$

On adopte : **2HA12= 2.26 cm²**

VI.5 L'acrotère

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

VI.5.1 Sollicitation :

L'acrotère est assimilé à une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre (**G**), à une surcharge horizontale due à la main courante ($Q = 1 \text{ KN/ml}$) et à une force sismique (**F_p**).

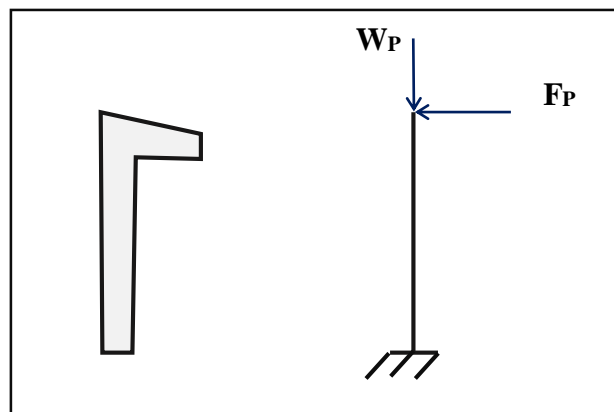


Figure VI.11 : Schéma statique de l'acrotère.

La force sismique F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \dots \text{(Formule 6.3 du RPA99/V2003)}$$

- A Coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 du RPA99/V2003) $\rightarrow A = 0.2$
- C_p Facteur de force horizontale (Tableau 6.1 du RPA99/V2003) $\rightarrow C_p = 0.8$
- W_p Poids de l'acrotère $\rightarrow W_p = 2.32 \text{ KN/ml}$

D'ou :

$$F_p = 1.48 \text{ KN/ml}$$

Donc l'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.32 \text{ KN/ml}$$

$$M_Q = 1 \times 0.6 = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_{FP} = 1.48 \times 0.6 = 0,89 \text{ KN.m/ml}$$

Les sollicitations de calcul sont résumées dans le tableau suivant :

	ACC G+Q+E	ELU 1.35G+1.5Q	ELS G+Q
N (KN)	2.32	3.13	2.32
M (KN.M)	1.49	0.9	0.6

Tableau VI.8 : Sollicitations du calcul de l'acrotère.

VI.5.2 Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande de 1 mètre linéaire.

Rq : L'élément est exposé aux intempéries donc la fissuration est préjudiciable.

Le ferrailage calculé par ROBOT expert est :

$$A_s = 4.4 \text{ cm}^2 \text{ par face.}$$

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

VI.5.3 Schéma de ferrailage :

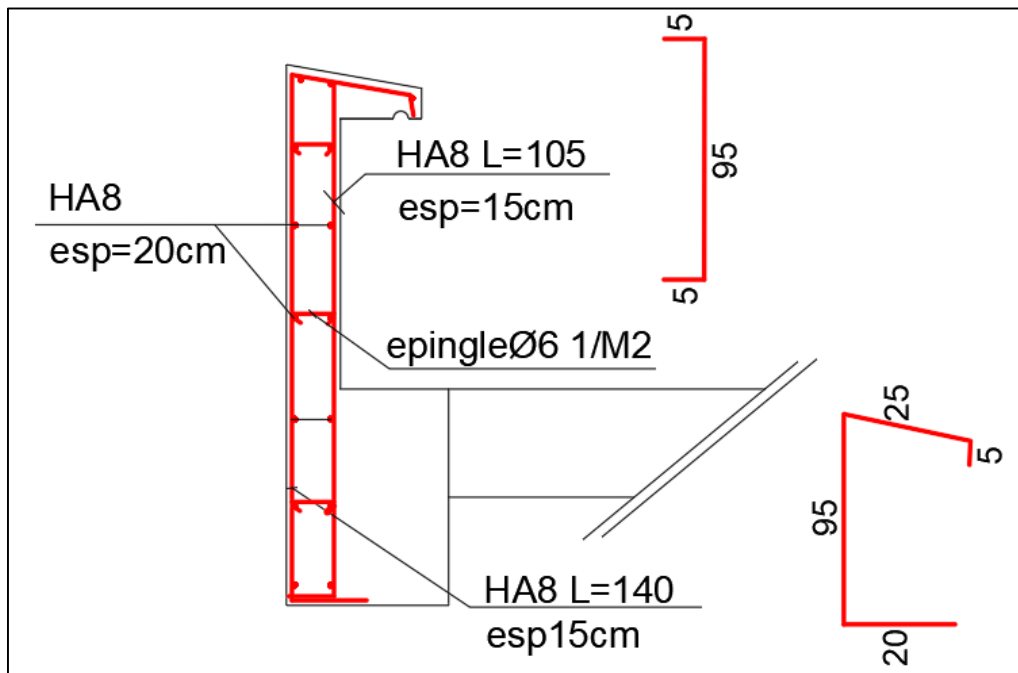


Figure VI.12 : Ferrailage de l'acrotère.

CHAPITRE VII

« Etude de l'infrastructure »

VII.1 Rôle et définition

Les éléments de fondations ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteau, voiles, mur ...).

VII.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol

⇒ Nous proposons un radier nervuré dont la dalle est d'épaisseur **40 cm** et les nervures (**40x150**) cm.

VII.3 Modalisation du sol

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

Pour le coefficient d'élasticité du sol et vu l'absence de la donnée dans le rapport du sol, on va prendre un $K_s = 20000 \text{ KN/m}^3$ qui correspond aux valeurs du coefficient d'élasticité des sols dont la contrainte admissible est environ 2.5 bars.

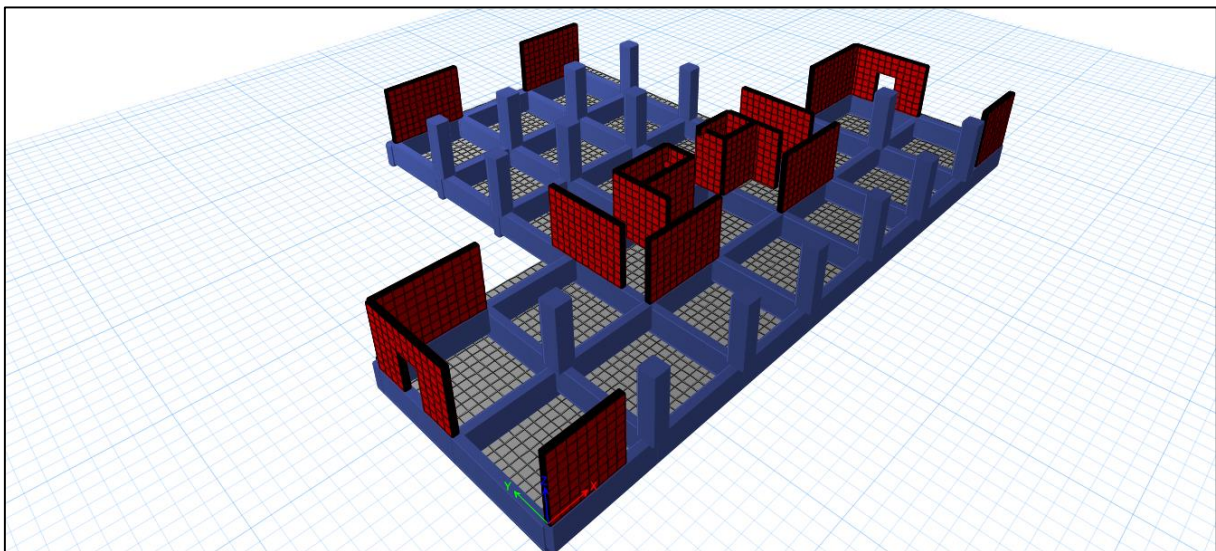


Figure VII.1 : Vue en 3D du radier.

VII.4 Vérification de la contrainte du sol

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

$$\sigma_{ELS} \leq \bar{\sigma}_{Sol}$$

Avec :

- $\bar{\sigma}_{Sol}$ La capacité portante du sol.
- σ_{ELS} La contrainte sous radier (ELS).

D'après le logiciel ETABS on a obtenu les résultats suivants :

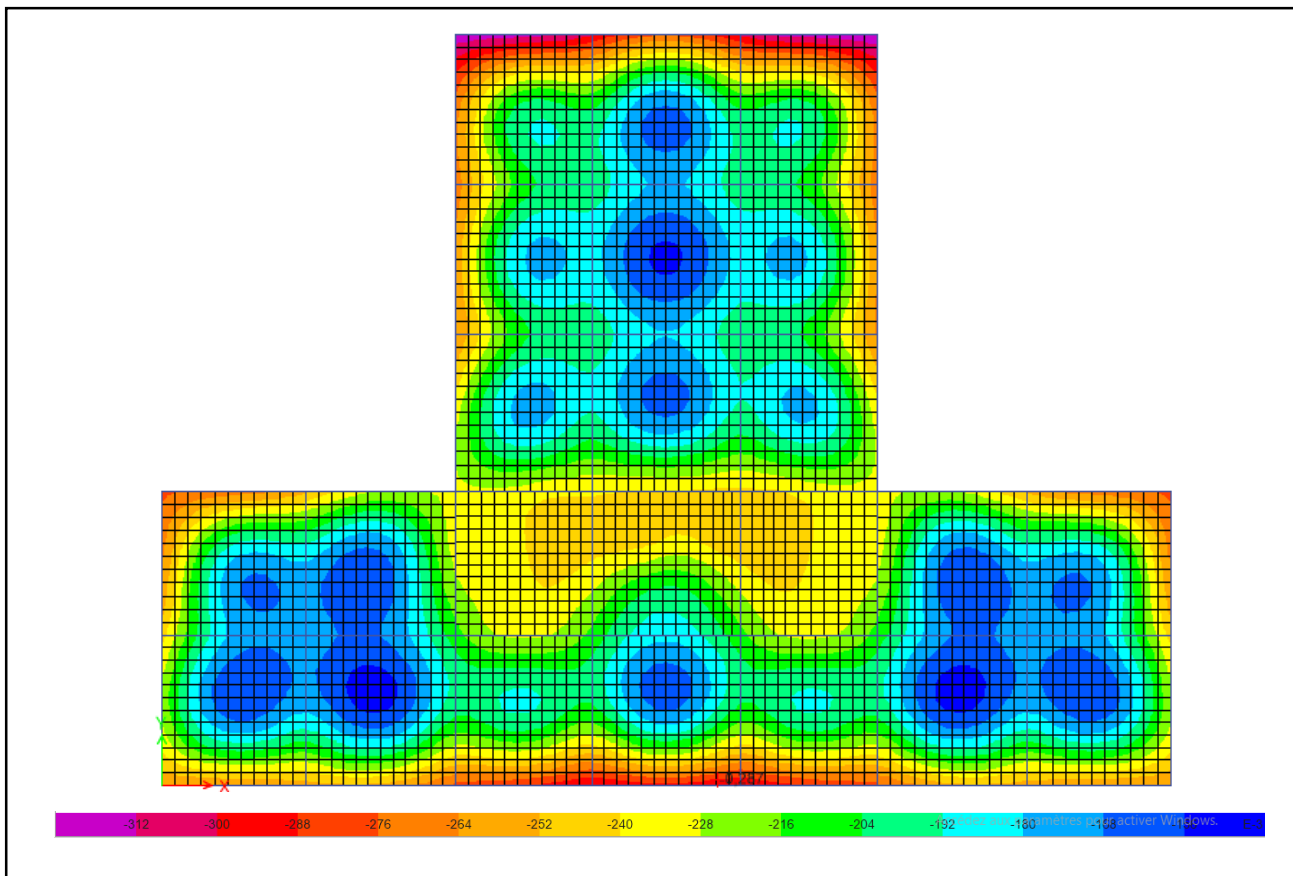


Figure VII.2 : Contrainte sous radier (MPa).

On remarque que la contrainte sous radier est inférieure à la contrainte admissible, Donc on peut passer au ferrailage du radier.

VII.5 Ferrailage du radier nervurer

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

VII.5.1 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage du radier est fait en flexion simple par le moment des deux directions M_{11} et M_{22} (Le calcul se fera pour une bande de largeur $b=1m$).

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

❖ Sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel ETABS, "Elément plaque sur sol élastique " on a obtenu les résultats suivants :

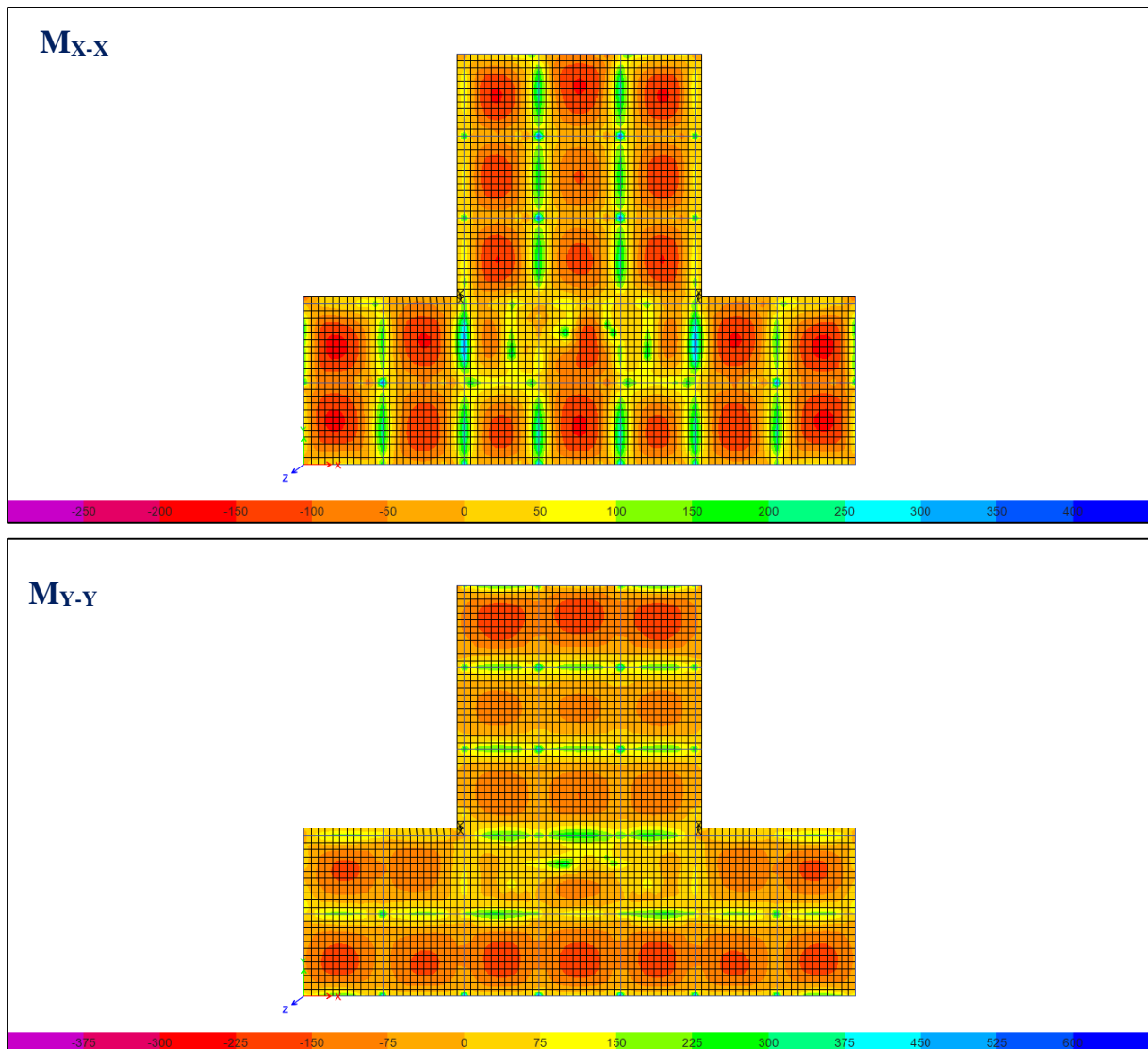


Figure VII.3 : Sollicitations du radier (ELS).

Les sollicitations sont données dans le tableau suivant :

	En travée	En appui
Sens XX'	150	200
Sens YY'	160	210

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

❖ **Calcul des armatures :**

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (40x 100) 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'	18.7	25.2
Sens YY'	20	26.6

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

On Adopte :

- **Nappe inférieure** : Ferrailage longitudinale et transversale HA10 esp 10 + chapeaux HA16 esp 10 dans les deux directions
- **Nappe supérieure** : Ferrailage longitudinale et transversale HA16 esp10 dans les deux directions
- **Chaises pour le montage de la dalle** : Pour la réalisation de la dalle du radier on peut utiliser des chaises en $\phi 14$ comme des cadres entre les nappes d'armateur de la dalle.

❖ **Le schéma de ferrailage**

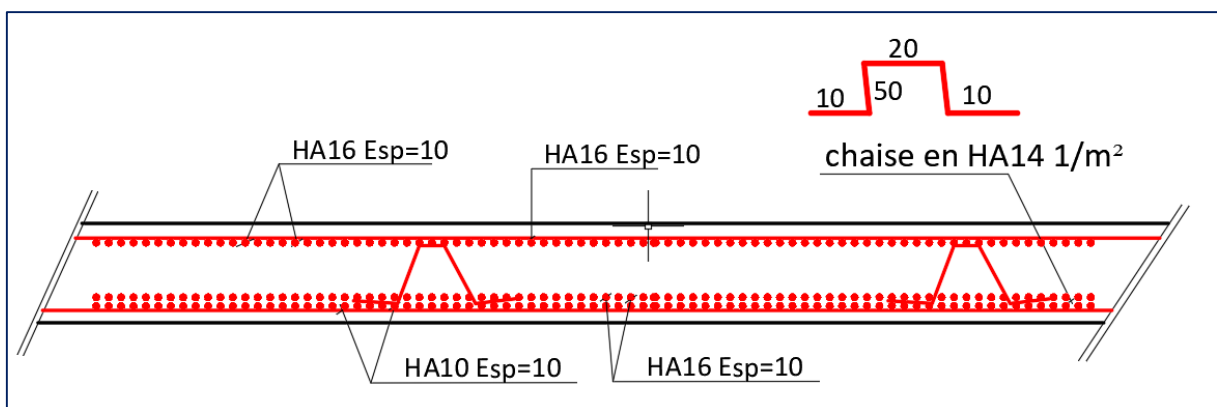


Figure VII.4 : Ferrailage radier.

VII.5.2 Ferrailage des nervures :

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

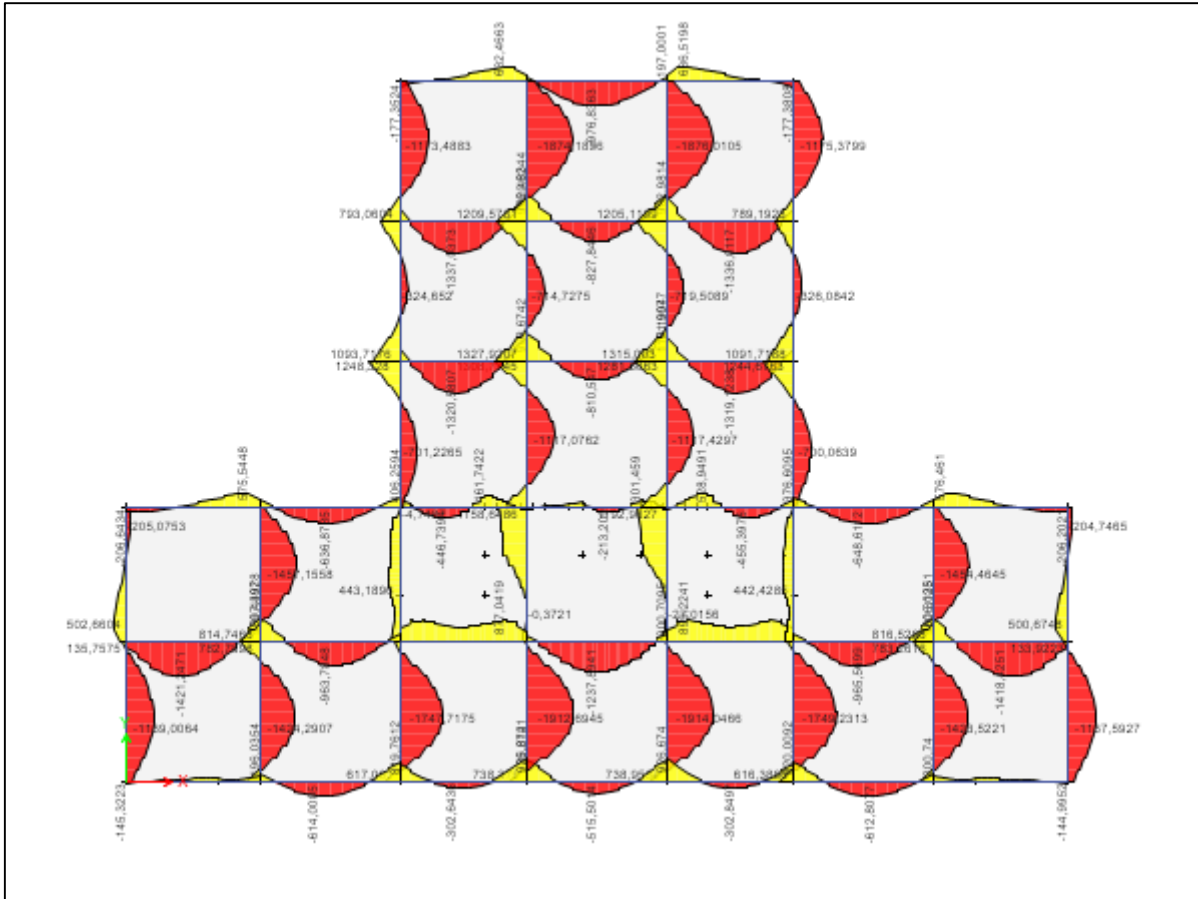


Figure VII.5 : Diagramme moment fléchissant des nervures.

D'après le programme Expert : Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Nervure X-X :

	En travée			En appuis		
	M (KN.m)	As (cm ²)	Choix	M (KN.m)	As (cm ²)	Choix
intermédiaires	1400	54.5	18HA20 = 56.55	930	35.3	12HA20 = 37.7
rives	800	30.2	10HA20 = 31.42			

Tableau VII.3 : Ferrailage nervure XX.

Nervures Y-Y :

	En travée			En appuis		
	M (KN.m)	As (cm ²)	Choix	M (KN.m)	As (cm ²)	Choix
intermédiaires	1800	66.8	22HA20 = 69.12	1300	47.2	16HA20 = 50.27
rives	1200	43.4	14HA20 = 43.98	800	30.2	10HA20 = 31.42

Tableau VII.4 : Ferrailage nervure YY.

Remarque :

Vu l'importance de la hauteur des nervures, il est nécessaire de mettre des armatures de peau afin d'éviter la fissuration du béton.

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

⇒ Soit : 3HA14 = 4.62 cm² par face.

Conclusion générale

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées.

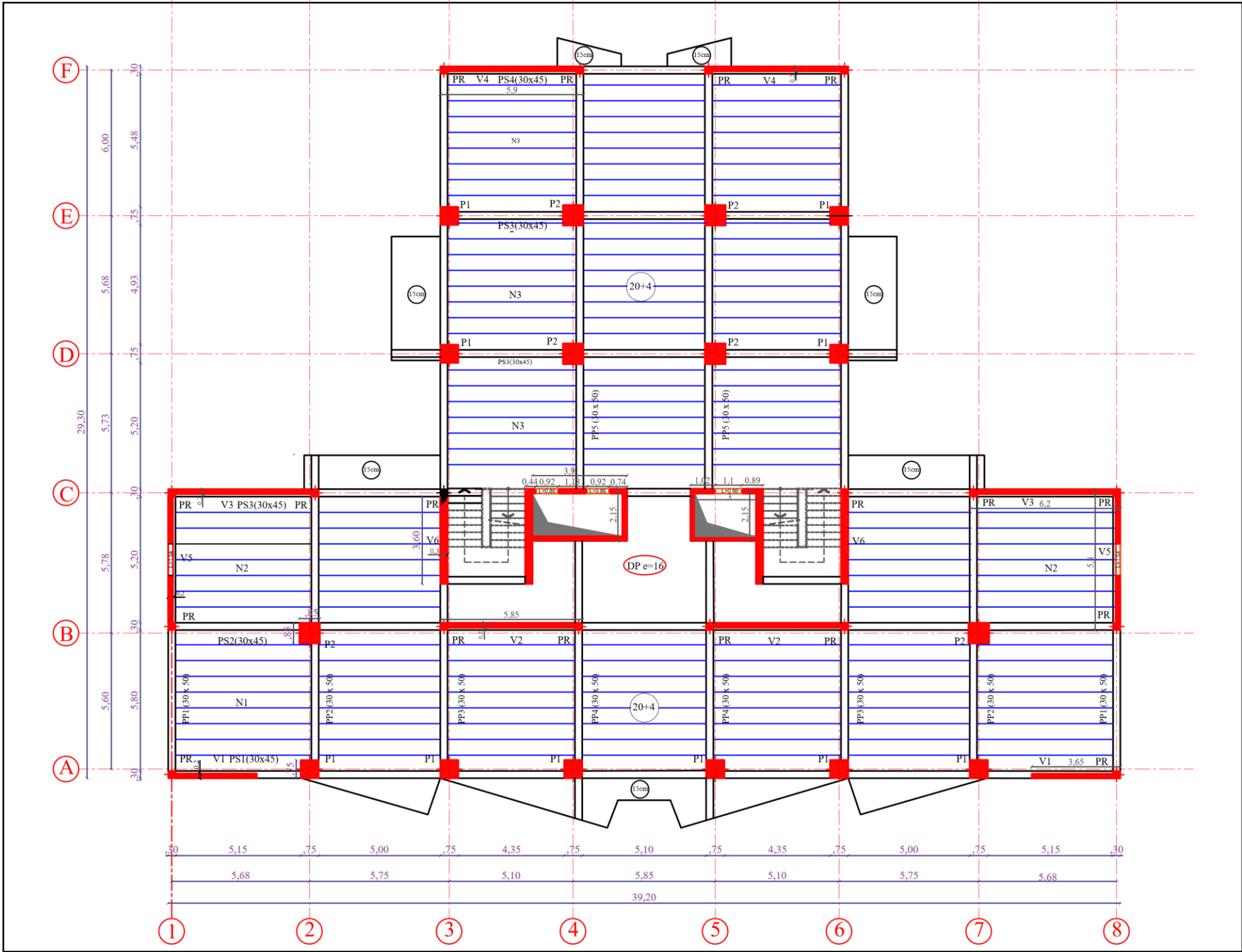
Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure en utilisant surtout les logiciels de calcul « Etabs & Robot ».

Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

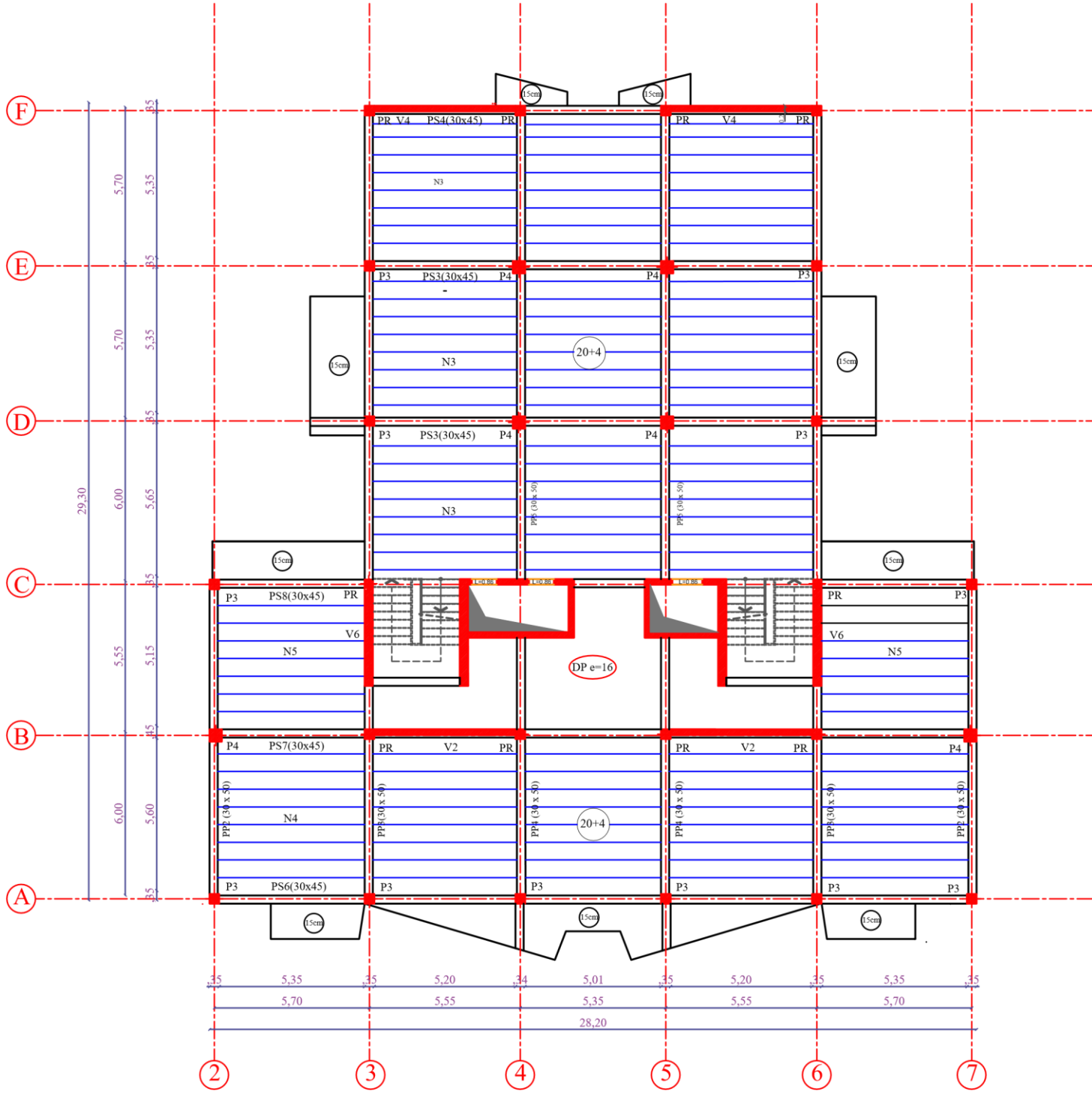
Le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permet de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

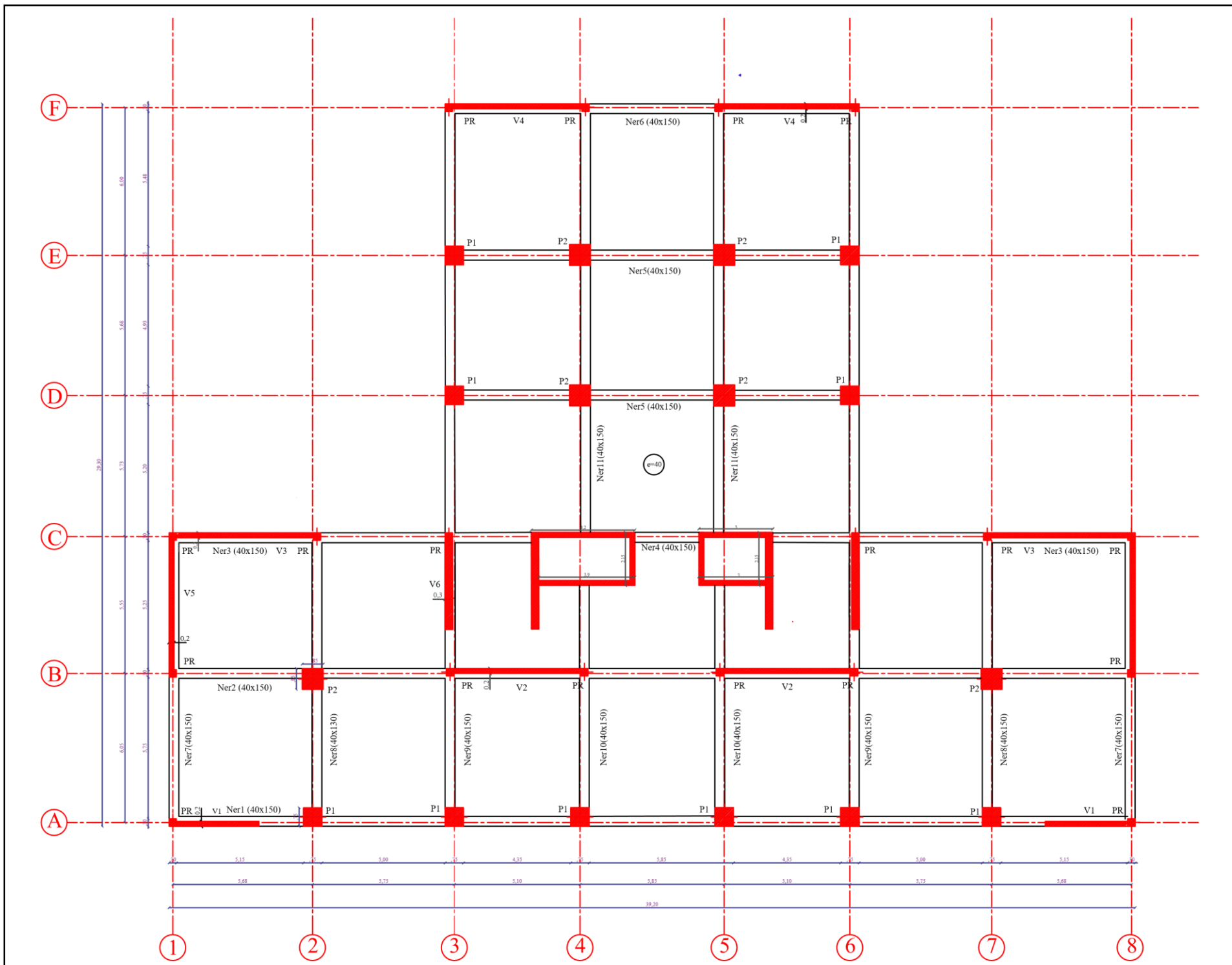
Plans coffrage



Coffrage Niv +3.74



Coffrage Niv +40.46



Coffrage radier nervurée.

Bibliographie

❖ **Règlements** :

[1] RPA-99/v2003. RÈGLES PARASISMIQUES ALGÉRIENNES 1999 - Version 2003. DTR-BC 2.48 - CGS, Alger, 2003.

[2] CBA-93. Règle de conception et de calcul des structures en béton armé 1993. DTR-BC 2.41, Alger, 2003.

[3] DTR-BC 2.2 Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges.

❖ **Livres** :

[4] HENRY Thonier, Conception et calcul des structures de bâtiment.

[5] M. BELAZOUGUI, Calcul des ouvrages en béton armé.

[6] Jean-Pierre MOUGIN, Calcul des éléments simples et des structures de bâtiments.

[7] Victor davidovici, La construction en zone sismique.

[8] Philippe Reiffsteck, Cours Fondation des ouvrages.

❖ **Thèses** :

[9] SLIMANI Alaedine, Etude d'un bâtiment en béton armé (R+9) prévu à Ain-Temouchent. Soutenue en mai 2017, Université A. MIRA-Bejaia.

[10] AMOURI Zakarya et BOUDJOURAF Houssemeddine, Etude d'une tour à usage d'habitation et commercial « 2SS+RDC+18 étages » en Béton Armé. Soutenue en juin 2015, Université 8 Mai 1945 Guelma.

[11] TOUAFEK Walid, Etude d'un bâtiment à usage d'habitation et RDC commercial (R+9 + S/Sol) contreventement mixte. Soutenue en juin 2013, Université Mohamed Khider – Biskra.