

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان -

Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –

Faculté de Technologie

Département genie civil



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **MASTER**

En : Génie civil

Spécialité : Structure

Par :

BENCHALAL El Chaima

KADA ZAIR Nardjes Khadidja

Sujet

**Etude technico-économique d'un bâtiment R+10 à usage
D'habitation en béton armé**

Soutenu publiquement, le 23/06/2022, devant le jury composé de :

Mme AYAD Fatima

Université de Tlemcen

Présidente

Mme BENHACHILIF Souad

Université de Tlemcen

Examinatrice

M. HOUTI Farid Brahim

Université de Tlemcen

Encadreur

M. BENAMAR Abderrahmane

Université de Tlemcen

Co-Encadreur

Année universitaire : 2021/2022

« و ماتوفيتني الا بالله عليه توكلت وإليه أنيب »



أَمَّنْ أَسْرَسْ بِبَيْتِنَهٗ ۖ عَلَىٰ تَقْوَىٰ مِنْ رَبِّهِ وَرِضْوَانِ خَيْرِ

أَمَّ مَنْ أَسْرَسْ بِبَيْتِنَهٗ ۖ عَلَىٰ شَفَا جُرْفِ قَارِ ۖ فَأَخَارَ

بِهِ ۖ فِي نَارِ جَهَنَّمَ ۖ وَاللَّهُ لَوِ يَخْذِرُ الْقَوْمَ الظَّالِمِينَ

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier ALLAH, le clément et le miséricordieux qui nous a donné la patience, la force et le courage durant ces longues années d'étude de mener à bien ce travail.

Nous remercions la présidente du jury "Mme. AYAD Fatima" ainsi que l'examinatrice "Mme BENHACHILIFE Souad" pour avoir accepté de lire et d'expertiser ce modeste travail et d'apporter les critiques nécessaires.

Nous voudrions exprimer nos vifs remerciements à nos encadreurs «Mr. HOUDI Farid Ibrahim» et «Mr. BENAMAR Abderrahmane» de nous avoir pris en charges, et pour leurs disponibilités, leur orientation, leur aide et leurs précieux conseils qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'i trouve dans ce travail un hommage vivant à leur haute personnalité.

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à l'ensemble des enseignants de département Génie Civil qui ont participé à notre formation durant tous les cycles.

Enfin, nous tenons à remercier toute personne qui a contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail

Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut... Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, L'amour, le respect, la reconnaissance... Aussi, c'est tout simplement que...

Je dédie ce modeste travail à ...

A ceux qui ont sa planter en moi tout ce qui est de plus beau en ce monde, et qui se sont consacrées à m'inculquer la bonne éducation pour avoir la plus grande des satisfactions et me voir munie des plus grandes distinctions.

*A ma très **chère mère** qui je ne saurai remercier assez m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études , aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'a jamais cessé de me donner .*

*À mon **cher papa** source de vie, d'amour et d'affection, Tu as toujours été pour moi un exemple du père respectueux, honnête, de la personne méticuleuse, je tiens à honorer l'homme que tu es*

*À mon **cher frère Mohamed Yacine** que j'aime beaucoup. En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je te souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, vous protège et vous garde.*

*A Ma chère **grande mère** Qui m'a accompagné par sa prières, sa douceur, puisse Dieu lui prêter longue vie et beaucoup de santé et de bonheur dans les deux vies.*

Benchalal El chaima



Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ...

*À mon **cher papa**, qui décède l'année dernière qu'il me manque beaucoup .C'est un exemple de père respectueux honnête, grâce à lui j'ai terminer mes études et j'ai appris le sens du travail et de responsabilité .il souhaite toujours de vivre et voir ces moments et ce jour là et attendent ma remise de diplôme mais malheureusement il n'est pas ici pour partager le ma joie j'espère que tu es au paradis.*

*A ma très **chère mère**, qui sacrifie beaucoup pour nous tout le temps et toute sa vie , elle vivre pour nous . Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour le respect que j'ai toujours eu pour elles et j'implore le tout puissant pour qu'il l'accord une bonne sante et une vie longue.*

*A mes très **chère sœur** « **Amina, Sanaa, Bouchra** » j'ai fier d'houx et je souhaite procure le bonheur.*

*A mes très **chère frères** « **Amine, Islam** » A touts les moments passés avec ils je leur souhaite le bonheur et une vie plein de succès.*

KADA ZAIR Nardjes Khadidja



I. RESUME

Ce projet présente une étude technico économique d'une structure en béton armé à usage d'habitation, commerce et parking, constitué d'un Sous sol, Rez-de-chaussée plus dix étages, elle est implantée à NEDROMA la Wilaya de TLEMCEN. Cette région est classée en zone sismique (I) selon le Règlement Algérien Parasismique (RPA99/Version2003). Ce travail qui nous a été confié d'un coté il est constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (C.B.A.93 et RPA99/V2003) et d'un autre côté économique, qui concerne l'identification de l'ensemble des tâches de notre projet à accomplir afin de défini le délai et le coût global du projet pour en déduire le prix unitaire par appartement.

Mots clefs : Béton Armé ; Bâtiment ; Séisme ; RPA99/V2003 ; SAP 2000 ; Management

ABSTRACT

This Project presents a technique économique study of a structural for résidentiel, office, commercial and parking consiste of one bassement and grounds floor addition (10) floors, located in NEDROMA the Wilaya of TLEMCEN. This région Is classified as séismique zone (I) according to the (RPA99/Version2003). This Works which was entrusted to us is constitue by a technique study, which Is the analysais and the sizing of the building while applying the rules of curent construction (C.B.A.93 and RPA99/V2003) and another écono-mique part, which concerne the global cost of the Project to déductif the unit Price per appartement.

Keyword: Renforces concrete; Building; Séisme; RPA99/V2003;SAP2000 ; Management.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة تقنية و اقتصادية لمنشأة من الخرسانة المسلحة بغرض إنجاز بناية ذات طابع سكني تجاري و موقف للسيارات و تتألف من طابق تحت الأرض و طابق أرضي و عشرة طوابق علوية بوالية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 حسب المركز الوطني للبحث المطبق في هندسة مقاومة الزلازل . هذا العمل الذي كلفنا به يهدف من الجانب التقني إلى تحليل و قياس البناية مع تطبيق قواعد البناء المعمول بها مثل نظام مقاومة الزلازل 2003 و قواعد و حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة 1992 . و من الجانب الاقتصادي يهدف الى دراسة تسييرية لمشروعنا بغرض تحديد العمال و تحديد الأجال و التكلفة الجمالية للمشروع و لحساب سعر كل وحدة سكنية

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة , البناية , الزلازل نظام مقاومة الزلازل 2003 ساب 2000 , الخ

SOMMAIRE

I. RESUME**II. LISTE DES FIGURES****III. LISTE DES TABLEAUX****IV. LISTE DES NOTATIONS****V. INTRODUCTION GENERALE****CHAPITRE I : PRESENTATION DE PROJET**

1.1	Introduction.....	1
1.2	Présentation de l'ouvrage	1
1.3	Description géométrique:.....	1
1.4	Conception de l'ouvrage:.....	2
1.4.1	Ossature :.....	2
1.4.2	Plancher	2
1.4.3	Maçonnerie.....	2
1.4.4	Acrotère	2
1.4.5	Escalier :.....	2
1.4.6	Balcon :.....	2
1.4.7	Ascenseur :.....	3
1.4.8	Revêtement :.....	3
1.4.9	Fondation :.....	3
1.5	Caractéristique mécanique des matériaux:	3
1.5.1	Le béton :.....	3
1.5.2	Résistances caractéristiques à la compression	3
1.5.3	Résistance caractéristique à la traction :	3
1.5.4	Contrainte admissible de cisaillement :	3
1.5.5	Déformations longitudinales du béton:	4
1.5.6	Coefficient de poisson :.....	4
1.6	Acier :	4
1.6.1	Diagramme déformations-contraintes :.....	4
1.6.2	Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :	5

1.6.3	Contraintes limites :	5
1.6.4	Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :	5
1.7	Conclusion:	6

Chapitre II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCEND DES CHARGES

2.1	Introduction.....	7
2.2	Pré dimensionnement des éléments non structuraux :.....	7
2.2.1	Les planchers :.....	7
2.2.2	Pré dimensionnement des poteaux (B.A.E.L 91):.....	9
2.2.3	Pré dimensionnement des poutres :.....	11
2.2.4	Pré dimensionnement des voiles	12
2.2.5	Pré dimensionnement d'escalier	13
2.2.6	Pré dimensionnement de l'acrotère:.....	15
2.3	Descend de charge	16
2.3.1	Introduction :.....	16
2.3.2	plancher RDC (commerciale)	16
2.3.3	Plancher terrasse accessible	17
2.3.4	Descend de charge de balcon:	17
2.3.5	Descend de charge des murs	18
2.3.6	Descend de charge d'escalier	19
2.4	Conclusion	20

Chapitre III:ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

3.1	Introduction.....	21
3.2	Etude des planchers en corps creux	21
3.2.1	Introduction	21
3.2.2	Ferraillage longitudinale :	26
3.2.3	Ferraillage transversale :	28
3.3	Etude de la dalle d'ascenseur.....	28
3.3.1	Introduction	28
3.3.2	charge et surcharge supportées par la dalle	29
3.3.3	Détermination des sollicitations:	30
3.3.4	Calcul de ferraillage:	34
3.4	Etude de l'acrotère	37

3.4.1	Introduction	37
3.4.2	Evaluation des charges :.....	38
3.4.3	Calcul des sollicitations:	38
3.4.4	Calcul de l'excentricité.....	38
3.4.5	Déterminer le ferrailage	39
3.4.6	Calcul des contraintes :	40
3.5	Etude d'escalier:	41
3.5.1	Introduction :.....	41
3.5.2	Calcul des sollicitations :	41
3.5.3	Déterminer des efforts internes:.....	42
3.5.4	Calcul de ferrailage	45
3.6	Etude de la poutre palière:	48
3.6.1	Pré dimensionnement:.....	48
3.6.2	Descente des charges:.....	48
3.6.3	Calcul de ferrailage	48
3.7	Etude de mur de soutènement : (sous sol).....	52
3)	Calcul de ferrailage :	53
3.8	Conclusion	56

Chapitre IV:Etude dynamique

4.1	Introduction:.....	57
4.2	L'objectif de l'étude dynamique:	57
4.3	Méthode de calcul:.....	57
4.4	Modélisation de la structure étudiée:.....	58
4.5	Description de logiciel SAP 2000:	58
4.6	Modélisation de la masse.....	58
4.7	le choix de la méthode de calcul :.....	59
4.8	La méthode dynamique modale spectrale :	59
4.8.1	Le spectre de réponse	59
4.8.2	Classification du site :	59
4.8.3	Détermination des facteurs:.....	59
4.9	Modélisation:	62
4.10	Calcul de l'effort sismique:	66

4.11	Vérification et interprétation des résultats:	67
4.11.1	Vérification du coefficient de comportement R (R=5) :	67
4.11.2	Distribution verticale de la force sismique:	68
4.11.3	Vérification de l'effort tranchant à la base :	70
4.11.4	Justification de l'interaction (Portiques-Voiles) :	70
4.11.5	Justification de l'effort normal réduit:	71
4.11.6	Vérification vis-à-vis des déformations:	72
4.11.7	Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :	74
4.11.8	Justification vis-à-vis du renversement.....	76
4.12	Conclusion	78

Chapitre V:ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

5.1	Introduction :	79
5.2	Etude des poteaux:	79
5.2.1	Définition	79
5.2.2	Combinaison des charges:	79
5.2.4	Sollicitations dans les poteaux	80
5.2.5	Calcul de ferrailage	82
5.2.6	vérification a ELS:	83
5.2.7	Armatures transversales :	84
5.2.8	Schéma du ferrailage :	85
5.3	Etude des poutres:	86
5.3.1	Introduction:	86
5.3.2	Combinaisons des charges :	86
5.3.3	Sollicitation dans les poutre.....	86
5.3.4	Ferrailage des poutres principal:	87
5.3.5	Poutre secondaire:	90
5.4	Les voiles:	99
5.4.1	Introduction :	99
5.4.2	Combinaisons des charges :	99
5.4.3	Les recommandations du RPA99V2003 :	99
5.4.4	Règles communes :	100
5.4.5	Disposition des voiles :	100

5.4.6	sollicitation des murs voiles:	101
5.4.7	Vérification sous les sollicitations tangentes:	101
5.4.8	Ferraillages des murs voiles :	101
5.5	conclusion	104

Chapitre VI : Etude de L'infrastructure

6.1	Introduction.....	106
6.2	Choix du type de fondation :	106
6.3	Hypothèses de calcul:	106
6.4	Etudes des semelles isolées :	106
6.4.1	Pré dimensionnement des semelles isolées.....	106
6.4.2	Vérification de chevauchement entre semelle isolés :	107
6.5	Etudes des semelles filantes :	107
6.6	Etudes d'un radier :.....	107
6.6.1	Définition de radier:	107
6.6.2	Pré dimensionnement du radier :.....	107
6.6.3	Modélisation:.....	109
6.6.4	Vérifications nécessaires:.....	109
6.6.5	Calcul ferraillage longitudinal.....	111
6.6.6	Vérification à l'ELS :	112
6.6.7	Vérification des contraintes:	112
6.6.8	Vérification au cisaillement :	114
6.6.9	Calcul ferraillage transversal:	115
6.7	Conclusion:	116

Chapitre VII : Etude économique

7.1	Introduction :.....	117
7.2	Présentation de projet:	117
7.3	Le management du projet :	117
7.4	Les phases de gestion d'un projet :.....	118
7.5	Les acteurs dans notre projet :	118
7.6	Planification de notre projet :	119
7.7	Estimation de la durée des activités :.....	121
7.8	Calcul de devis quantitatif - estimatif de notre projet :	122

7.9	La courbe S	148
7.10	Calcul du coût des logements par la méthode paramétrique :	148
7.11	Conclusion	149

VII. Conclusion générale**VIII. Bibliographie**

II. LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Vue panoramique de l'immeuble (Google Mas).....	1	
Figure 1.2:Plancher corps creux	Figure 1.2: Dalle pleine.....	2
Figure 1.3: Diagramme contraint - déformations instantanées du béton.....	3	
Figure 1.4: Diagramme de déformation - contrainte de calcul.....	4	
Figure 2.1 : Schéma descriptif d'un plancher d'étage courant.....	7	
Figure 2.2: Géométrie de la poutrelle.....	9	
Figure 2.3 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité.....	9	
Figure 2.4 : poutres principales	Figure 2.4: poutres secondaires.....	12
Figure 2.5 : schéma d'un escalier.....	13	
Figure 2.6: type 01.....	14	
Figure 2.6: type 02.....	15	
Figure 2.7: coupe de l'acrotère.....	16	
Figure 2.8 : Coupe transversale du mur extérieur.....	18	
Figure 2.9: Mur intérieur (simple paroi).	18	
Figure 3.1: Schéma Statique de Poutrelle type 02.....	23	
Figure 3.2: diagramme de moment de la poutrelle de type 2 à ELU.....	24	
Figure 3.3: diagramme de moment de la poutrelle de type 2 à ELS.....	26	
Figure 3.4: zone d'impact.....	31	
Figure 3.5: Dimensions de la charge concentrée.	31	
Figure 3.6: Schéma représentant la surface d'impacte.....	32	
Figure 3.7: section de calcul du ferrailage.....	39	
Figure 3.8: Ferrailage de l'acrotère.....	41	
Figure 3.10: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU.....	44	
Figure 3.11: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	44	
Figure 3.12: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS.....	44	
Figure 3.13.: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	45	
figure 3.14: :Schéma de ferrailage de la volée.....	47	
Figure 3.15:Schéma de la poutre palière.....	48	
Figure 3.16: Schéma de ferrailage.	52	
Figure 3.17 : dimensions du mur de soutènement.....	52	
Figure 3.18: Répartition des contraintes sur le mur.	53	
Figure 3.19: cas de dalle plein sur 3 appuis soumis a des charges uniformément reparties.	53	
Figure 3.20 : Schéma de ferrailage de mur de soutènement.....	56	
Figure 4.1: La structure sans voile.....	62	
Figure 4.2: La structure avec voile (variante 1).....	63	
Figure 4.3: La structure avec voile (variante 2).....	63	
Figure 4.4: La structure avec voile (variante 3).....	64	
Figure 4.5: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA99 SPECTRE.....	66	
Figure 5.2: Ferrailage des poutres principale.....	98	
Figure 5.3: Disposition des voiles.....	100	
Figure 5.4: coupe des voile.....	100	
figure 5.5 : Ferrailages des murs voiles.....	104	
Figure 6.1: les dimensions du radier général adopté.....	108	
Figure 6.2: coupe transversale sur un radier général.....	108	
Figure 6.3: modélisation de radier.....	109	

figure 6.4 : Moments M_{11} à L'ELU	110
Figure 6.5 : Moments M_{22} à L'ELU.....	110
Figure 7.1 : Triangle d'Or du projet.....	118
Figure 7.2 : Les acteurs dans notre projet.....	119
Figure 7.3: Les outils nécessaires de planification	120
Figure 7.4: Courbe S (MS PROJECT 2013).....	148

III. LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux	11
Tableau 2.2: section des poutres et poteau.....	12
Tableau 2.3: Charges et Surcharges plancher RDC.....	16
Tableau 2.4: Charges et Surcharges plancher Terrasse accessible	17
Tableau 2.5: Charges et Surcharges de balcon	17
Tableau 2.6: Charges et Surcharges de mur extérieur	18
Tableau 2.7: Charges du au mur intérieur.....	19
Tableau 2.8: Charges et surcharge de palier	19
Tableau 2.9: Charges et surcharge de volé	20
Tableau 3.1: charges et surcharges des poutrelles	22
Tableau 3.2: Différents efforts à l' ELU	26
Tableau 3.3: Différents efforts à l' EIS	26
Tableau 3.4: Charges et surcharge de la dalle.....	29
Tableau 3.5: Charges et surcharge de la machine.....	30
Tableau 3.6 : les moments dus aux charges concentrées	33
Tableau 3.7: moments isostatiques à ELU et ELS.....	33
Tableau 3.8: Moment fléchissant de la dalle pleine.....	34
Tableau 3.9: Armatures longitudinales calculée et adoptée.....	35
Tableau 3.10: résultats des espacements.....	35
Tableau 3.11: Les contraintes dans le béton	36
Tableau 3.12: évaluation des charges d'escalier.....	41
Tableau 3.13: schéma d'escalier	42
Tableau 3.14: Les valeurs du moment fléchissant et l'effort tranchant à ELU	43
Tableau 4.1: Pénalité en fonction de critère de qualité.....	62
Tableau 4.2: variation de masse modale	64
Tableau 4.3: Masse des différents niveaux	67
Tableau 4.4: force sismique suivant x et y.....	68
Tableau 4.5: effort tranchant suivant x et y	69
Tableau 4.6: Les efforts tranchants à la base	70
Tableau 4.7: Les efforts tranchants à la base	70
Tableau 4.8: Justification de l'interaction due aux charges verticales dans chaque niveau	71
Tableau 4.9: Justification de l'effort normal réduit dans tous les étages.....	72
Tableau 4.10: La nouvelle justification de l'effort normal réduit après l'augmentation des dimensions de poteaux.....	72
Tableau 4.11: Calcul des déplacements dans le sens longitudinal.....	73
Tableau 4.12: Calcul des déplacements dans le sens transversal.....	73
Tableau 4.13 Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens X-X)	75
Tableau 4.14: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens Y-Y).....	75
Tableau 4.15: Vérification de renversement (Sens x-x)	76
Tableau 4.16: Vérification de renversement (Sens y-y)	77
Tableau 5.1: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.	80
Tableau 5.2 : Sollicitations maximales à l'ELU	80
Tableau 5.6 : Sollicitations maximales à l'accidentel (G+Q±E)	81
Tableau 5.7: Sollicitations maximales à l'accidentel (0,8G±E)	81

Tableau 5.8: Sollicitations maximales à l'ELS.....	82
Tableau 5.9: Tableau des ferraillements des poteaux (cas fondamentale et accidentel).....	85
Tableau 5.10: Sollicitations maximales dans les Poutres principales.....	86
Tableau 5.11: Sollicitations maximales dans les Poutres secondaire.....	87
Tableau 5.12: Ferraillement des poutres principales.....	94
Tableau 5.13: ferraillement des poutres secondaire.....	95
Tableau 5.14: Choix des armatures poutre principale.....	96
Tableau 5.15: Choix des armatures poutre secondaire.....	97
Tableau 5.16: Pré dimensionnement des voiles.....	101
Tableau 5.17: tableau récapitulatif des sollicitations $e_p=20$ cm.....	101
Tableau 5.18: tableau récapitulatif des sollicitations $e_p=25$ cm.....	101
Tableau 5.19: Vérification de la contrainte tangentielle.....	101
Tableau 5.20: Ferraillement des voiles.....	103
Tableau 6.1: Récapitulatif des moments exercés sur la dalle de radier.....	110
Tableau 6.2: Récapitulatif d'effort tranchant exercés sur le radier.....	114
Tableau 6.3: Récapitulatif des moments exercés sur la nervure.....	114
Tableau 6.4 : Ferraillements de la nervure sens x.....	114
Tableau 6.5 : Ferraillements de la nervure sens y.....	115
Tableau 6.7: Vérification la contrainte de cisaillement.....	115
Tableau 6.8: Ferraillements de la nervure et la dalle d'un radier nervuré.....	116
Tableau 7.1: Le prix du notre logement par la méthode paramétrique.....	149
Tableau 7.2 : Le montant total du bâtiment par la méthode paramétrique.....	149

IV. LISTE DES NOTATIONS

- G** Action permanente .
Q Action d'exploitation .
E Action accidentelle.
 $\bar{\sigma}_c$ Contrainte admissible du béton .
 $\bar{\sigma}_t$ Contrainte admissible d'acier .
 τ_u Contrainte ultime de cisaillement.
 σ_c Contrainte du béton .
 σ_t Contrainte d'acier.
 τ_u Contrainte de cisaillement .
 f_c Contrainte de calcul .
 f_j Résistance à la compression .
 f_j Résistance à la traction .
 f_{28} Résistance caractéristique à 28 jours .
 A_{st} Section d'armature .
 A_r Armature de répartition .
 γ Coefficient de sécurité de béton.
 Θ Coefficient d'application d'acier .
 η Facteur de correction d'amortissement.
 I_x, I_y Moment d'inertie.
 i_y, i_x Rayon de giration.
 μ_u Moment ultime réduite.
 α position relative de la fibre neutre.
Z Bras de levier.
 d Distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures .
 d' Distance entre les armatures et la fibre neutre.
 B_r Section réduite.
M Moment fléchissant .
T Effort tranchant.
N Effort normal .
A Coefficient d'accélération de zone .
D Facteur d'amplification dynamique.
R Coefficient de comportement global de la structure.
Q Facteur de qualité .
W Poids total de la structure .
V Force sismique total.
 W_i Poids sismique au niveau « i ».
 β Coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique « λ » des poteaux qui prend les valeurs
 E_{vj} Module d'élasticité longitudinal différé.
 E_{ij} Module d'élasticité longitudinal instantané .
 λ L'élançement mécanique .
W Poids propre .
 \emptyset Diamètre des barres .
m Poids mort .
Pp Poids de contrepoids .

S_t Espacement .

C Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage .

T_{emp} Période empirique .

T_{dyn} Période dynamique .

f Longueur de flambement du poteau .

K coefficients de Ballast (Raideur de sol).



INTRODUCTION GENERALE

V. INTRODUCTION GENERALE

La ville de Tlemcen a connu ces dernières années, une croissance démographique importante, ceci a conduit vers la faible disponibilité de terrain de construction. Dans ce cadre, afin de réduire l'effet de cette croissance, les constructions en élévation sont privilégiées, pour économiser la surface occupée au sol, malgré les difficultés de la réalisation, et le coût de la réalisation élevé.

Dans ce contexte nous allons étudier un bâtiment constitué d'un sous-sol à usage de parking, d'un RDC commerciale et 10 étages à usage d'habitation, situé à NEDROMA, wilaya de Tlemcen.

Néanmoins, il faut faire la conception et l'étude de cet immeuble tout en respectant les règlements et les recommandations, de telle manière que ce bâtiment puisse résister aux différents chargements auxquelles il est soumis, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en sept chapitres précédés par une introduction générale à savoir :

- ◆ Le premier chapitre consiste à donner une présentation du projet.
- ◆ Le deuxième chapitre consacré au pré-dimensionnement des éléments structuraux, ainsi que la descente des charges.
- ◆ Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- ◆ Le quatrième chapitre comporte l'étude dynamique de la structure, réalisée par le logiciel SAP2000.
- ◆ Le cinquième et le sixième chapitre sont réservés à la détermination du ferrailage des éléments structuraux et de l'infrastructure (poteau, poutre, voile, radier général).
- ◆ Le septième chapitre traite une étude économique du projet.
- ◆ Finalement, on termine par une conclusion générale.



PRESENTATION DE PROJET

CHAPITRE I

1.1 Introduction

Toute étude de projet d'un bâtiment a pour but d'assurer la stabilité et la durabilité ainsi que la résistance de l'ouvrage, afin d'assurer la sécurité des usagers.

Dans notre pays, on utilise souvent le béton armé comme matériaux de construction, parce qu'il est le moins cher par rapport aux autres matériaux et mieux maîtrisé. En plus, des méthodes de renforcement ont été développées dans le monde dans ce domaine tel que le renforcement par les matériaux composites.

1.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet que nous sommes entrain d'étudier dans ce mémoire, est un immeuble qui était réalisé sur un terrain incliné d'environ 9 %, avec un dénivelé de 2.5 m . il est constitué d'un : (Sous-sol destiné comme un parking ; un rez-de-chaussée (RDC) destiné comme un étage commercial ; le 1er étage au 10ème étages à usage d'habitation comporte 4 appartements F3 par étage).

Notre bâtiment est situé A Daïra de Nedroma résidence "TWIN TOWERS" haï El Arbi Wilaya de Tlemcen. Il s'étale une surface d'un seul bloc pour 40 logt 723.71 m², la surface de 80 logs c'est 1447.42 m² et la surface totale de terrain c'est 2188m².

Il est classé selon le règlement parasismique algérien (RPA modifié en 2003) dans une zone de faible sismicité (zone I).



Figure 1.1: Vue panoramique de l'immeuble (Google Mas).

1.3 Description géométrique:

➤ Dimension en élévation :

Hauteur totale du bâtiment: 34.34 m

Hauteur de sous sol: 3.06 m

Hauteur de RDC: 3.74 m

Hauteur d'étage courant: 3.06 m

Hauteur de terrasse: 3.06 m

➤ Dimension en plan :

Longueur totale du bâtiment: 29.30 m

Largeur totale du bâtiment: 24.70 m

1.4 Conception de l'ouvrage:

1.4.1 Ossature :

La structure en béton armé, avec un système de contreventement mixte (portiques/voiles) avec interaction, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et horizontales, selon le RPA99 V 2003.

1.4.2 Plancher

Nous avons utilisé 2 types de plancher :

- **Plancher en corps creux :**

Les planchers sont constitués par des corps creux et une dalle de compression pour le RDC et les étages courants reposant sur des poutrelles coulées sur place .

- **Dalle pleine :**

Pour la dalle des balcons. Selon le BAEL91, pour une bonne isolation acoustique l'épaisseur du plancher doit être supérieure à 13 cm.

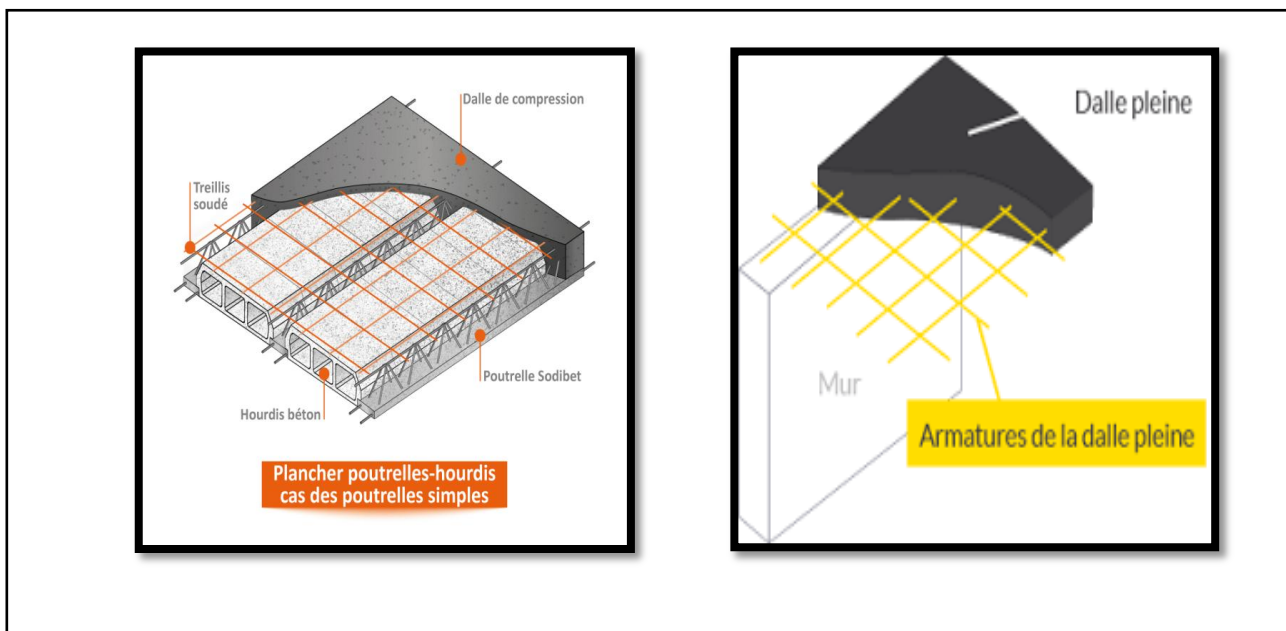


Figure 1.2: Plancher corps creux

Figure 1.2: Dalle pleine

1.4.3 Maçonnerie

Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur avec un vide d'air de 5 cm ; les cloisons intérieures sont faites en simples cloisons de 10 cm d'épaisseur.

1.4.4 Acrotère

L'acrotère est un muret situé en périphérie des toits terrasses, dans le prolongement des façades.

1.4.5 Escalier :

Ce sont des éléments non structuraux, ils sont utilisés pour passer d'un étage à un autre. On a trois types d'escalier : le premier escalier de sous-sol vers le RDC, le deuxième est de RDC vers le première étage, et le troisième escalier est de tout les étages. Chaque escalier est constitué deux volées et un palier intermédiaire.

1.4.6 Balcon :

Les balcons seront réalisés en dalle pleine.

1.4.7 Ascenseur :

Puisque le bâtiment présente une grande hauteur, on a opté pour l'utilisation d'un ascenseur pour facilité de déplacement des habitants entre les étages.

1.4.8 Revêtement :

- ✓ Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons (sauf les salles d'eau).
- ✓ Enduit en ciment pour les murs extérieurs.
- ✓ Revêtement à carrelage pour les planchers.

1.4.9 Fondation :

Le site de projet est caractérisé par un sol meuble, la contrainte admissible est égale à 1,2 bar, et la transmission des charges par la super structure en sol et après vérification nous avons choisi le radier générale.

1.5 Caractéristique mécanique des matériaux:

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels à savoir: le béton et l'acier

1.5.1 Le béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants, le mélange obtenu est une pâte qui durcit rapidement

1.5.2 Résistances caractéristiques à la compression

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours sur des éprouvettes normalisées de 16cm et de 32cm de hauteur, notée : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Pour les calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à Partir de f_{c28} , par : [Art A.2.1, 11/ BAEL 91]

$$f_{cj} = \frac{f_{c28}}{4,76+0,83j} \quad \text{Pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa (j} \leq 28\text{jours)}$$

$$f_{cj} = \frac{f_{c28}}{1,40+0,95j} \quad \text{Pour : } f_{c28} > 40\text{MPa (j} \leq 28\text{jours)}$$

1.5.3 Résistance caractéristique à la traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{BAEL91 [Article A.2.1.12]}$$

$$f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$$

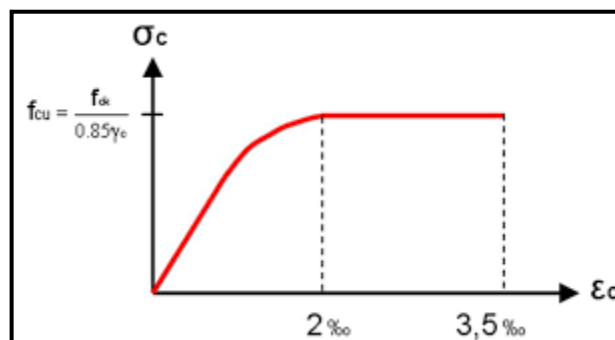


Figure 1.3: Diagramme contrainte - déformations instantanées du béton

1.5.4 Contrainte admissible de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton est défini par rapport à l'effort tranchant ultime T_u . BAEL91 [Art.2.12]

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec

b_0 : largeur de la pièce

d : hauteur utile.

En tenant en compte des relations suivantes:

$$\tau_u = \min(0,2f_{cj} / \gamma_b, 5\text{MPa})$$

Fissuration peu préjudiciable.

$$\tau_u = \min(0,15f_{cj} / \gamma_b, 4\text{MPa})$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

1.5.5 Déformations longitudinales du béton:

A. Module de déformation instantanée:

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

Pour $f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} \text{ [BAEL 91 /Art.2.1 21]}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$$

B. Module de déformation différée:

Pour les contraintes de longue durée, le module de déformation longitudinal différée est donné par $E_{ij} = 3700(f_{cj})^{1/3}$ [BAEL 99/ Art A.2.1 22] .

Pour: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Donc: $E_{ij} = 10818,86 \text{ MPa}$.

C. Module de déformation transversal :

[BAEL 91/Art A.2.1, 3] Il est donné par :

$$G = \frac{E}{2(v+1)} \quad \text{Avec :}$$

E : module de Young

v : Coefficient de Poisson

$G = 0,4E$ pour le béton non fissuré (ELS).

$G = 0,5E$ pour le béton fissuré (ELU).

1.5.6 Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

Il est égale à:

$v = 0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$v = 0,2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

1.6 Acier :

1.6.1 Diagramme déformations-contraintes :

Le diagramme déformation ϵ_s contraintes σ_s à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par

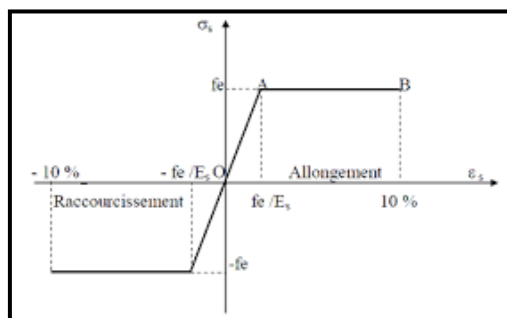


Figure 1.4: Diagramme de déformation - contrainte de calcul

Il est cependant nécessaire d'utiliser une forme de courbe se rapprochant du diagramme réel de l'acier employé à condition de se référer à la valeur garantie de la limite d'élasticité f_e et de contrôler la résistance prise en compte pour l'allongement de 10 %.

1.6.2 Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :

✓ Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivante :

$$1,35G+1,5Q$$

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

✓ Etat limite de service :

La seule combinaison à considérer est :

$$G+Q$$

1.6.3 Contraintes limites :

A. Contrainte limite à ELU :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

σ_{st} : Contrainte d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1.15$ Situation durable

$\gamma_s = 1.5$ Situation accidentelle

B. Contrainte limite à ELS :

Il est nécessaire de réduire le risque des fissures. Pour limiter l'ouverture de ces dernières, on est amené à limiter les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de services.

D'après les règles BAEL91 on distingue trois cas de fissures :

✓ fissuration peu nuisible :

Aucune vérification n'est nécessaire car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.

✓ Fissuration préjudiciable :

C'est le cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta ft_j})\right)$$

η : Coefficient de fissuration qui dépend de type de l'acier :

$\eta = 1.3$ Pour les HA < 6 mm

$\eta = 1.6$ Pour les HA > 6 mm

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses

1.6.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

A. Le Béton :

En compression :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

En traction :

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

B. L'acier :

Fe E400

1.7 Conclusion:

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants .Le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés. Vu que ce matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction. Ainsi, il faut bien choisir une bonne composition ainsi que de bonnes caractéristiques du béton



**PRE DIMENSIONNEMENT
ET DESCEND DES CHARGES**

CHAPITRE II

2.1 Introduction

Le pré dimensionnement des sections des différents éléments résistants sera fait selon les règles du BAEL91 et le RPA99 version 2003, pour déterminer des dimensions économiques et d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton, Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation.

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 suivantes :

- ❖ Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- ❖ Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

2.2 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

2.2.1 Les planchers :

Les fonctions essentielles des planchers sont :

- ❖ La transmission des charges verticales aux éléments porteurs.
- ❖ La transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement.
- ❖ L'isolation thermique et phonique, d'où l'assurance du confort et de la protection des occupants.

Dans notre projet les planchers sont en corps creux et en dalles pleines.

2.2.1.1 Plancher à corps creux :

La hauteur du plancher est obtenue par la formule suivante :

$$H_p \geq \frac{l}{22.5}$$

Avec :

H_p :Hauteur total du plancher.

l : La plus grande portée - entre nus d'appuis -dans le sens de disposition des poutrelles.

Donc

$$h_p \geq \frac{l}{22.5} \quad \text{avec } l = 5 \text{ m}$$

$$h_p \geq \frac{500}{22.5} \quad \text{donc: } h_p \geq 22.22 \text{ cm}$$

On prend un plancher (20+5) cm avec : $\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ cm pour les corps creux} \\ 5 \text{ cm pour la dalle de compression} \end{array} \right.$

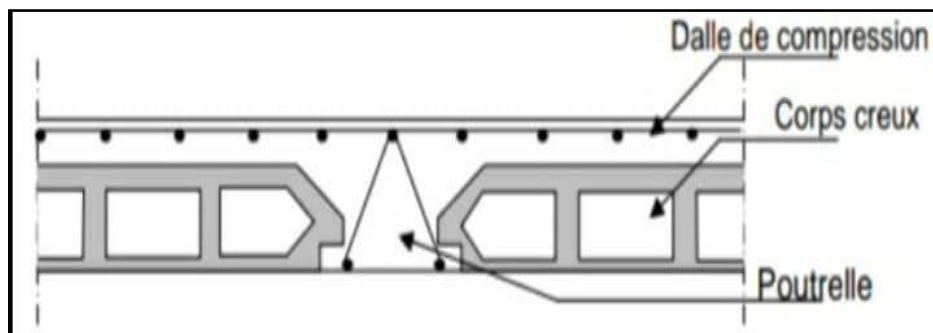


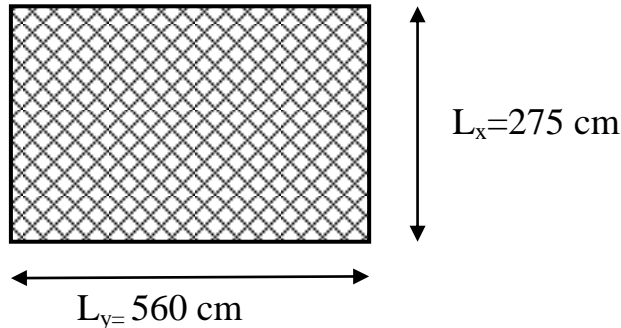
Figure 2.1 : Schéma descriptif d'un plancher d'étage courant

2.2.1.2 Plancher à dalle pleine (loggia) :

Dalle porte dans deux sens $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \implies 0.4 \leq \frac{275}{560} \leq 1$

$\frac{l_y}{45} \leq e \leq \frac{l_y}{40}$ Pour une dalle sur deux appuis.

$\frac{560}{45} \leq e \leq \frac{560}{40}$ donc on prend $e=15$ cm



2.2.1.3 Dimensionnement des poutrelles:

La poutrelle est un élément horizontal qui a le rôle de supporter les charges verticales, réalisée en béton armé.

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens des poutres secondaires.

La géométrie des poutrelles est déterminée comme suit:

- ❖ h_p : C'est la hauteur totale de la poutrelle est égale à la hauteur du plancher $h_t=20+5=25$ cm
- ❖ h_0 : Hauteur de la table de la section en T c'est la hauteur de la dalle de compression $h_0=5$ cm
- ❖ b_0 : la largeur de l'âme de la poutrelle. Elle se calcule par la relation suivante :
 $0,4h_p \leq b_0 \leq 0,8h_p$ avec $h_p= 25$ cm donc 10 cm $\leq b_0 \leq 20$ cm on adopte : $b_0 = 12$ cm

❖ b : la largeur de la table de compression, Selon les règles B.A.E.L91 la largeur de la dalle de compression 'b' est déterminé comme suit:

$b = 2b_1 + b_0$

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l_1 - b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l}{10} \end{array} \right. \implies \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \end{array} \right.$

- $L = 5.5$ m c'est la distance maximale entre axe des poutres secondaires.
- $L_1 = 65$ cm c'est la dimension de l'hourdis
- Donc: $b_1 = 26,5$ cm, donc $b = 2(26,5) + 12 = 65$ cm

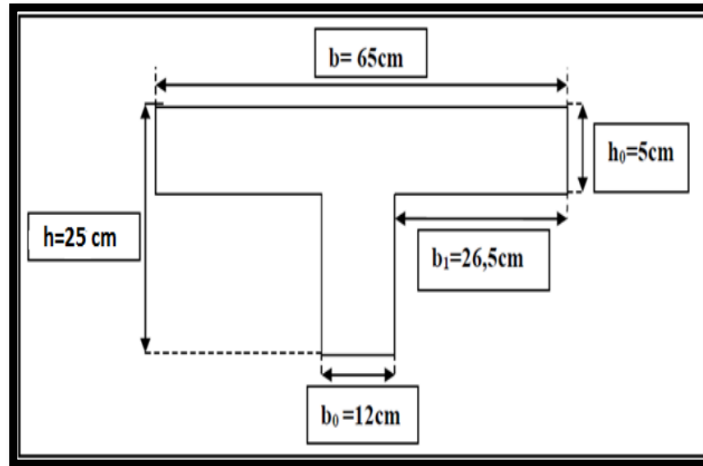


Figure 2.2: Géométrie de la poutelle

2.2.2 Pré dimensionnement des poteaux (B.A.E.L 91):

Un poteau est une tige droite, un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures. Les éléments agissant sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N ; perpendiculaire à la surface S et passant par le centre de gravité(G).

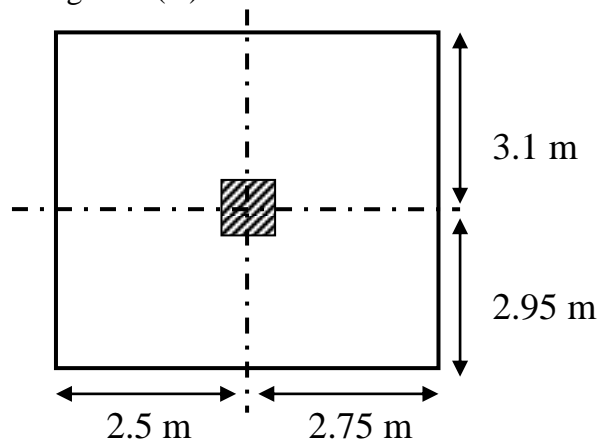


Figure 2.3 : Surface supportée par le poteau le plus sollicité

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S égale:

$$S = (3.1 + 2.95) \times (2.5 + 2.75) = 41.65 \text{ m}^2$$

L'effort normal Nu supporté par ce poteau est donné par :

$$Nu = Q \times S \times n$$

Sachant que :

n : nombre d'étage + RDC = 12.

S : surface supportée par le poteau le plus sollicité.

Q : Charge moyenne répartie (égale a 1 t /m²).

Donc : Nu = 1 × 41.65 × 12 = 499.8 t

Nu = 4.998 MN

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime Nu doit vérifier la relation suivante:

$$B_r = \frac{\beta \cdot N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \cdot \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s}}$$

Avec:

β : Coefficient de correction dépendant de l'élanement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1 + 0,2 \times (\lambda/35)^2 \quad \text{si} \quad \lambda \leq 50.$$

$$\beta = (0,85 \times \lambda_2)/1500 \quad \text{si} \quad 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élanement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée d'où : $\beta = 1,2$

$$f_e = 400 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (cas générale)}$$

$$\gamma_b = 1,5 \text{ (cas générale)}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$B_r = \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + 0,85 \times \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}} = \frac{1,2 \times 4,998}{\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \times \frac{400}{100 \times 1,15}} = 0,320710 \text{ m}^2 = 3207,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } B_r \geq (a - 0,02)^2 \quad \text{donc } a \geq \sqrt{0,320 + 0,02} \quad a \geq 58,5 \text{ cm}$$

Donc on prend :

$$a = b = 60 \text{ cm ; poteau (60} \times \text{60) cm}^2$$

A. Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

Les sections transversales des poteaux doivent satisfaire aux conditions du R.P.A 99 V2003. Le bâtiment étudié est situé en zone 1, on doit vérifier donc:

- ✓ $\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad a = 60 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \quad \text{C.V}$
- ✓ $\text{Min}(a, b) \geq h_e / 20 \quad \longrightarrow \quad a = 60 \text{ cm} \geq 15,3 \quad \text{C.V}$
- ✓ $1/4 \leq \frac{a}{b} \leq 4 \quad \longrightarrow \quad 1/4 \leq (60/60) = 1 \leq 4 \quad \text{C.V}$

B. Vérification du poteau au flambement

Le flambement des poteaux est vérifié par les relations suivantes pour les élanements:

$$\lambda_x = \frac{l_f}{i_x} \quad \text{et} \quad \lambda_y = \frac{l_f}{i_y}$$

Avec:

i_x : moment de giration.

$$l_f = K \times H_0$$

Avec :

- ✓ l_f : longueur de flambement
- ✓ $H_0 = 3,06 \text{ m}$ (la hauteur de poteau sous sol).
- ✓ $K = 0,7$; Pour le poteau d'un bâtiment à étage multiple.

C. Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{60 \times 60^3}{12} = 1080000 \text{ cm}^4.$$

D. Rayent de giration i_x, i_y :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{a \cdot b}} = \sqrt{\frac{1080000}{60 \cdot 60}} = 17,32 \text{ cm}$$

E. Calcul de l'élanement

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times H_0 \text{ (cas générale)}$$

$$l_f = 2,142 \text{ m} = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 9,276 < 50 \text{ le flambement est vérifié.}$$

Les valeurs des élanements calculés pour les autres poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.1 : Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux

poteaux	N étage	S (m2)	NU (MN)	a x b (cm ²)	H0 (m)	Lf (m)	I (cm ⁴)	ix (cm)	Condition
SS1, RDC	12,11	41.65	4.998	60×60	3.06	2.142	1080000	17.32	Cv
1,2	10,9	41.65	4.165	55×55	3.06	2.142	762552.083	15.87	Cv
3,4	8,7	41.65	3.332	50×50	3.06	2.142	520833.33	14.43	Cv
5,6	6,5	41.65	2.499	45×45	3.06	2.142	341718.75	12.99	Cv
7,8	4,3	41.65	1.666	40×40	3.06	2.142	213333.33	11.54	Cv
9,10	2,1	41.65	0.833	35×35	3.06	2.142	125052.08	10.10	Cv

2.2.3 Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments structuraux de forme conçu pour résister aux flexions, disposées généralement horizontalement et destinées à supporter des charges entre et au-delà des points d'appui. Elles reçoivent en général des charges verticales qu'elles transmettent aux appuis.

2.2.3.1 Les poutres principales:

Poutre supportant des poutres secondaires, des nervures ou des poutrelles et reposant elle-même sur des porteurs verticaux (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement est basé sur les règles B.A.E.L 91 et vérifier par les conditions imposées par les sismologues (R.P. A 99 V2003).

B.A.E.L 91

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

$$\frac{620}{15} \leq h \leq \frac{620}{10}$$

$$41.33 \leq h \leq 62$$

Donc on prend : h=50cm

$$0.3 h \leq b \leq 0.7h \quad \text{donc } b = 35 \text{ cm}$$

Avec :

h : la hauteur des poutres

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée

Alors, on prend : h=50cm et b = 35cm

✓ **Vérification : d'après R.P.A 9 vers 2003**

$$b \geq 20 \quad \text{C.V}$$

$$h \geq 30 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4,0 \Rightarrow \frac{50}{35} = 1,42 < 4 \quad \text{C.V}$$

2.2.3.2 Les poutres secondaires (chainages) :

Les chaînages sont les éléments de liaison entre les différents composants des gros œuvres

$L = 550 \text{ cm}$

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

$$\frac{550}{15} \leq h \leq \frac{550}{10}$$

$$36.66 \leq h \leq 55$$

Alors, on prend : $h=40 \text{ cm}$

$0.3 h \leq b \leq 0.7h$ donc $b= 30 \text{ cm}$

• On vérifie aussi les conditions de l'R.P.A 99 v2003:

- ✓ $b \geq 20\text{cm}$ C.V
- ✓ $h \geq 30\text{cm}$ C.V
- ✓ $\frac{h}{b} < 4$ C.V

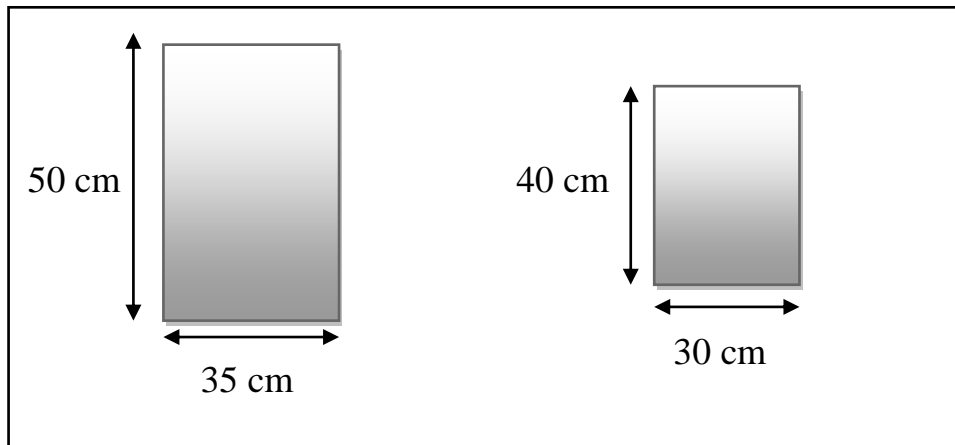


Figure 2.4 : poutres principales

Figure 2.4: poutres secondaires

Les dimensions de l'ensemble des poteaux ainsi que celles des poutres principales et secondaires du bâtiment sont données par le tableau suivant:

Tableau 2.2: section des poutres principale et secondaire

Niveau	Poutre principale (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
Ss1 et RDC	50×35	40×30
1 et 2	50×35	40×30
3 et 4	50×35	40×30
5et 6	50×35	40×30
7et 8	50×35	40×30
9 et 10	50×35	40×30

2.2.4 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé, considéré comme contreventements, réalisés pour résister aux forces latérales de séisme.

Notre bâtiment est réalisé à NEDROMA, et selon RPA99V2003, il est classé dans la zone I. Vu de la hauteur totale importante du bâtiment qui atteint 34.34m, et qui est supérieure à 17m, d’après le RPA, il est indispensable de contreventer notre structure par des voiles.

❖ Vérification des conditions:

Il faut que notre voile réponde aux exigences du RPA suivantes:

La longueur du voile L doit être supérieure ou égale à 4 fois l’épaisseur du voile ($L \geq 4a$).

On détermine l'épaisseur du voile comme suit:

$$a \geq \max (h_e /20, 15 \text{ cm})$$

Avec :

h_e : étant la hauteur d'étage.

❖ Exemple de calcul du voile :

Comme un exemple de calcul, on a choisi le voile du RDC.

$$h_e = 374 \text{ cm} \quad a \geq \frac{374}{20} = 18.7 \text{ cm}$$

On adopte une épaisseur égale à 25 cm. $L > 4 \times 25 = 100 \text{ cm}$

On adopte une longueur du voile égale à 150 cm.

Les dimensions des autres niveaux sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Niveau	h_e [cm]	a [cm]
Ss	306	25
RDC	374	25
1er étage...10ème étage	306	20

2.2.5 Pré dimensionnement d'escalier

L'escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, permettant le passage à pied d'un niveau à un autre en montant et descendant.

Un escalier est composé de ces éléments principaux :

- ❖ La marche : c'est la partie sur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.
- ❖ La contre marche : c'est la partie verticale d'une marche.
- ❖ Emmarchement : c'est la longueur d'une marche.
- ❖ Le giron : c'est la largeur d'une marche.
- ❖ La paillasse : c'est la dalle qui monte sous les marches.
- ❖ Palier situé entre deux volées et limitant le nombre de marches

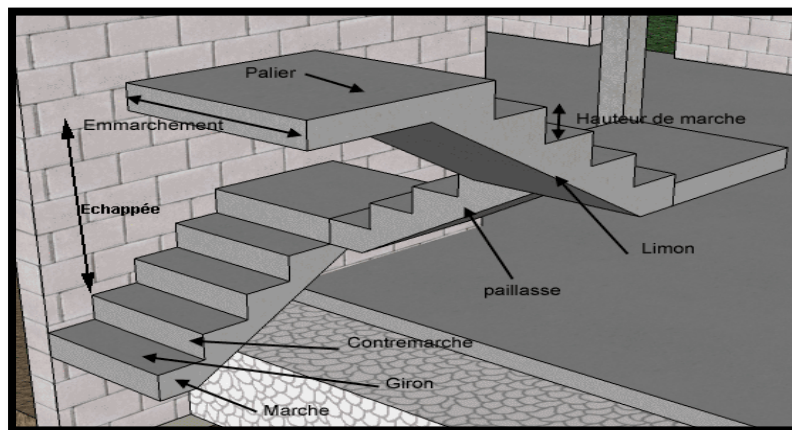


Figure 2.5 : schéma d'un escalier

A. Dimensionnement des escaliers :

Pour les dimensions des marches "g" et contremarches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$.

- h : Hauteur de contremarche, varie de [15 à 20cm] pour un bâtiment public.
- g : Largeur de marche (giron), varie de [22 à 33cm] pour un bâtiment public.

- ✚ n : Nombres des contres marches.
- ✚ n-1 : Nombres des marches.
- ✚ L : Projection horizontale de la longueur totale de la volée.
- ✚ H : Hauteur de l'escalier.

❖ **Type 01**

a) **Calcul de nombres des marches et des contremarches :**

➤ Pour déterminer le nombre des marches et des contremarches (par exemple Sous-sol).

on utilise : Relation de Blondel

$$0.59 \leq 2 \times h + g \leq 0.66 \quad [m]$$

$$0.25 \leq g \leq 0.32$$

Choix de la hauteur marches : h = 17 cm

En prend Le giron g = 30 cm

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

H : hauteur d'étage

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

N contre marche/volée = (3,06/2)/17 = 9 contre marches par volée.

b) **La longueur de la volée :**

• **La 1^{er} et la 2^{ème} volée :**

$$L = (9-1)30 = 240\text{cm} = 2,4 \text{ m.}$$

• **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{Tang } \alpha = \frac{153}{240} \implies \alpha = 32.51^\circ$$

c) **Epaisseur de la paillasse (e_p)**

$$\frac{L_v}{30} \leq e_p \leq \frac{l_v}{20}$$

$$L_v = \sqrt{240^2 + 153^2} = 284,62\text{cm}$$

$$\frac{284,62}{30} \leq e_p \leq \frac{284,62}{20}$$

$$9,49 \leq e_p \leq 14,23$$

On prend : e_p = 12cm

d) **Epaisseur de palier (e_v):**

$$\frac{L_p}{20} \leq e_v \leq \frac{L_p}{15}$$

$$\frac{190}{20} \leq e_v \leq \frac{190}{15}$$

$$9.5 \leq e_v \leq 12.66 \text{ cm}$$

On prend : e_v = 12 cm

❖ **Type 02**

a) **Calcul de nombres des marches et des contremarches**

➤ Pour déterminer le nombre des marches et des contremarches (par exemple RDC).

on utilise : Relation de Blondel

$$0.59 \leq 2 \times h + g \leq 0.66 \quad [m]$$

$$0.25 \leq g \leq 0.32$$

Choix de la hauteur marches : h = 17 cm

En prend Le giron g = 30 cm

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

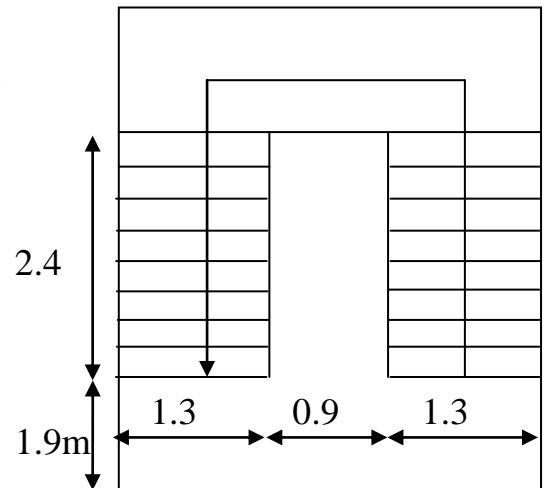


Figure 2.6: type 01

H : hauteur d'étage

$$n = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22 \text{ contremarches}$$

N contre marche/volée type 1:9

N contre marche/volée type 2: 4

b) La longueur de la volée :

• **La 1^{er} et la 2^{ème} volée :**

$$L = (9-1)30 = 240\text{cm} = 2,4\text{m}$$

• **L'angle d'inclinaison :**

$$\text{Tan}\alpha = \frac{187}{240} \implies \alpha = 37.92^\circ$$

c) Epaisseur de la paillasse

$$\frac{L_v}{30} \leq e_p \leq \frac{l_v}{20}$$

$$L_v = \sqrt{240^2 + 187^2} = 304.25\text{cm}$$

$$\frac{304.25}{30} \leq e_p \leq \frac{304.25}{20}$$

$$10.14 \leq e_p \leq 15.21$$

On prend : $e_p = 12\text{cm}$

d) Epaisseur de palier (e_v):

$$\frac{L_p}{20} \leq e_v \leq \frac{L_p}{15}$$

$$\frac{190}{20} \leq e_v \leq \frac{190}{15}$$

$$9.5 \leq e_v \leq 12.66 \text{ cm}$$

On prend : $e_v = 12 \text{ cm}$

2.2.6 Pré dimensionnement de l'acrotère:

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessible

Le rôle de l'acrotère :

- ✓ Empêche l'écoulement de l'eau.
- ✓ A un aspect esthétique.
- ✓ Protection des personnes.

En a H= 60 cm

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 685 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 * 0.0685 = 1.712 \text{ KN / ml}$$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère.

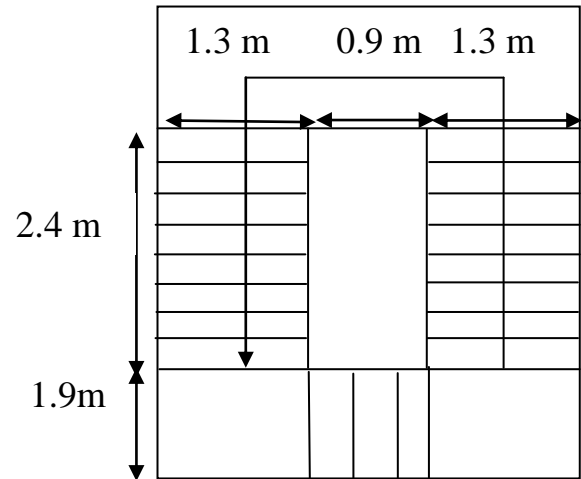


Figure2.6: type 02

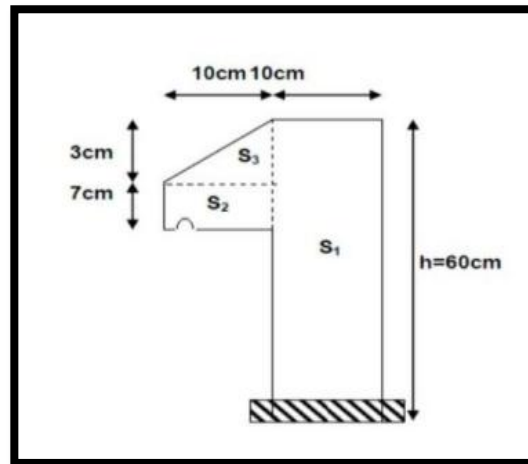


Figure 2.7: coupe de l'acrotère

2.3 Descend de charge

2.3.1 Introduction :

On appelle descente des charges l'opération qui consiste à calculer, pour tous éléments porteurs des constructions, les charges supportent au niveau de chaque étage jusque sur la fondation.

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de la structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage. (Selon l'annexe de B.A.E.L 91)

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation

2.3.2 plancher RDC (commerciale)

Tableau 2.3: Charges et Surcharges plancher RDC

N°	Désignation	Ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	cloison d'intérieure	0.1	/	0.9
2	carrelage	0.02	20	0.4
3	mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Plancher	20+5	/	3.10
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Σ				G = 5.36 KN/m²
				Q = 5 KN/m²

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage pour habitation est estimée à $Q = 1.5 \text{ KN} / \text{m}^2$
- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage a usage de bureau est estimée a $Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un étage commercial est estimée à $Q = 5 \text{ KN} / \text{m}^2$.

2.3.3 Plancher terrasse accessible

Tableau2.4: Charges et Surcharges plancher Terrasse accessible

N°	Désignation	E_p (m)	Masse volumique(KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Isolation thermique	0.04	0.04	0.16
5	Plancher	20+5	/	3.10
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Σ				$G = 4.62 \text{ KN}/\text{m}^2$
				$Q = 1.5 \text{ KN}/\text{m}^2$

2.3.4 Descend de charge de balcon:

Tableau 2.55: Charges et Surcharges de balcon

N°	Désignation	E_p (m)	Masse volumique (KN/m^3)	Poids surfacique (KN/m^2)
1	carrelage	0.02	20	0.4
2	Mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armée	0.15	25	3.75
5	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
Σ				$G = 5.31 \text{ KN}/\text{m}^2$
				$Q = 3.5 \text{ KN}/\text{m}^2$

2.3.5 Descend de charge des murs

✓ Mur extérieur (double cloison):

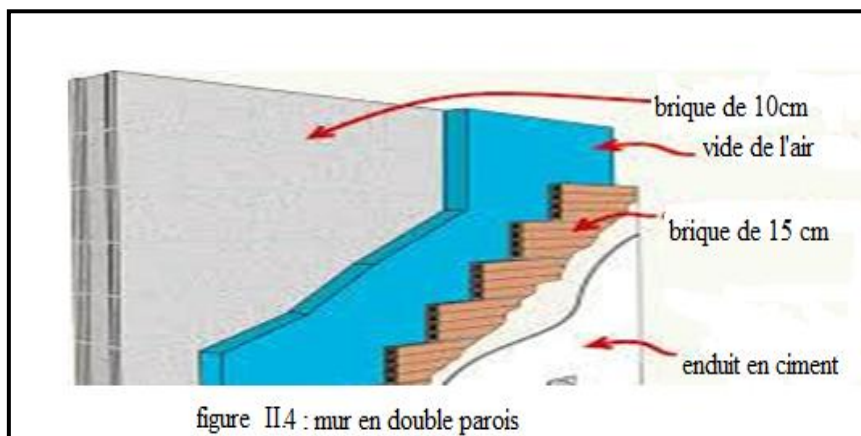


Figure 2.8 : Coupe transversale du mur extérieur

Tableau 2.6: Charges et Surcharges de mur extérieur

N°	Désignation	E_p (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Enduit en plâtre	0.02	12	0.24
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Brique creuse	0.15	9	1.35
4	Enduit en ciments	0.02	20	0.4
			Σ	$G = 2.89 \text{ KN/m}^2$

✓ Mur intérieur (simple cloison):

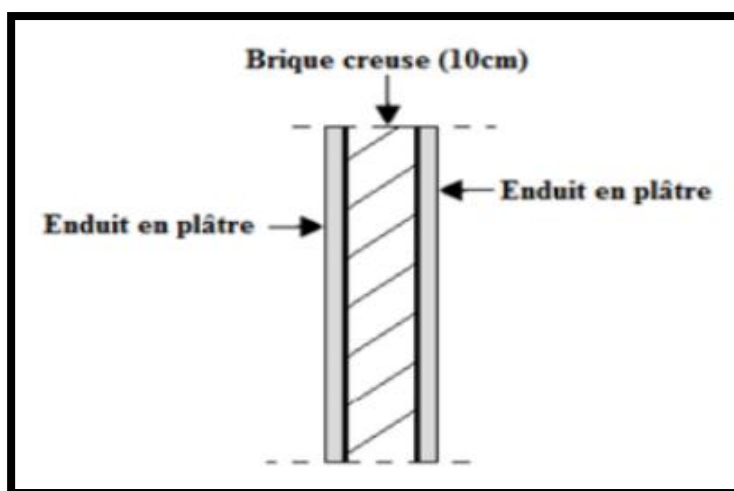


Figure 2.9: Mur intérieur (simple paroi).

Tableau 2.7: Charges du au mur intérieur

N°	Désignation	E _p (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Brique creuse	0.1	9	0.9
2	Enduit en plâtre intérieur	0.02	10	0.2
3	Enduit en plâtre extérieur	0.02	10	0.2
			Σ	G = 1.3 KN/m²

2.3.6 Descend de charge d’escalier

✓ Palier

Tableau 2.8: Charges et surcharge de palier

N°	Désignation	E _p (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	carrelage	0.02	20	0.4
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	poids propre du palie	0.12	25	3
5	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
			Σ	G = 4.56 KN/m²
				Q = 2.5 KN/m²

- ✓
- ✓
- ✓
- ✓
- ✓
- ✓

✓ volé

Tableau 2.9: Charges et surcharge de volé

N°	Désignation	E _p (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Garde-corps	0.01	10/cos(37.92)	0.12
2	Carrelage horizontal	0.02	20	0.4
3	mortier de pose H	0.02	20	0.4
4	Carrelage vertical	0.02	20*0.17/0.3	0.22
5	mortier de pose V	0.02	20*0.17/0.3	0.22
6	Poids propre des marches	0.17/2	22	1.87
7	Poids propre de la paillasse	0.12	25/cos(37.92)	3.80
8	Enduit en Ciment	0.02	25/cos(37.92)	0.633
			Σ	G = 7.64 KN/m²
				Q = 2.5 KN/m²

2.4 Conclusion

Le pré dimensionnement est une étape importante, pour arriver à déterminer une épaisseur économique, afin éviter un sur plus d'acier et du béton. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans les chapitres suivants.

La descente de charges nous a aidé à évaluer, niveau par niveau les charges et les surcharges des différents éléments de la structure.



ETUDE DES ELEMENT
SECONDAIRES

CHAPITRE III



3.1 Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories, des éléments principaux et des éléments secondaires.

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

3.2 Etude des planchers en corps creux

3.2.1 Introduction

Les planchers en corps creux sont les plus utilisés dans les bâtiments courants (habitation), Ils sont composés de trois éléments principaux :

- ✓ Les corps creux qui servent de coffrage perdu.
- ✓ Les poutrelles en béton armé qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures.
- ✓ La dalle armée qui reprend les efforts de compression.

❖ **Combinaison des charges**

D'après le (C.B.A.93):

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU → 1.35 G + 1.5 Q

ELS → G+Q

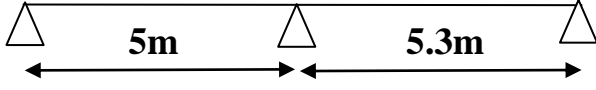
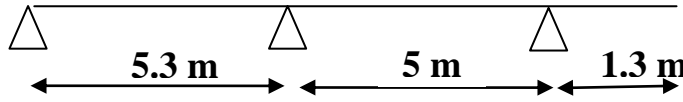
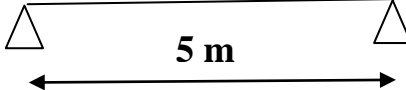
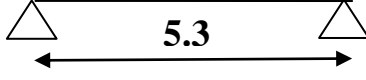
❖ **Type des poutrelles**

Les poutrelles sont des sections en Té en béton armé, calculées à la flexion simple.

❖ **RDC**

type	Schéma Statique des Poutrelles
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	

❖ **Etage 1 Terrasse**

type	Schéma Statique des Poutrelles
Type 01	
Type 02	
Type 03	
Type 04	

❖ **Charges et surcharges supportées par les poutrelles :**

Les charges et les surcharges supportées par les poutrelles de notre structure à (ELU) et à (ELS) sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau3.1: charges et surcharges des poutrelles

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	Combinaison d'action	
				ELU	ELS
				$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$ (KN/ml)	$q_s = (G + Q) \times b$ (KN/ml)
RDC	5.36	5	0.65	9.57	6.73
Etage courant	5.36	1.5	0.65	6.16	4.45
Terrasse accessible	4.62	1.5	0.65	5.51	3.97

❖ **Méthode forfaitaire : D'après C.B.A.93 :**

La méthode Forfaitaire de calcul des planchers à charge d'exploitation modérée s'applique dans le cas où :

- ❖ La charge d'exploitation doit vérifier la condition suivante : $Q \leq [2G ; 5 \text{ KN/m}^2]$.
- ❖ Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité : (I = constant).
- ❖ Le rapport des travées successives doit vérifier la condition : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$
- ❖ La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Si une de ces conditions ne vérifie pas, il faut passer à la méthode de Caquot ou bien les méthodes de calcul RDM (Méthode des Trois moments)

Justification

Type 02:

▪ **Condition 01**

Niveaux	Q (KN/m ²)	≤2G (KN/m ²)	≤5 (KN/m ²)	
RDC	5	10.72	5	cv
Etage courant	1.5	10.72	5	cv
Terrasse accessible	1.5	9.24	5	cv

▪ **Condition 02**

La section des poutrelles est constante dans tous les types et tous les niveaux de notre structure, Les inerties sont constantes. (CV)

▪ **Condition 03**

Le rapport des travées successives doit vérifier :

$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$, dans notre cas on a la même longueur pour toutes les travées

$0.8 \leq \frac{5}{5.3} = 0.94 < 1.25$

$0.8 \leq \frac{5.3}{5} = 1.06 < 1.25$

Cv

▪ **Condition 04**

La fissuration est considérée non préjudiciable dans ce type des éléments sauf au niveau de terrasse

Conclusion :

Puisque, tous les conditions sont vérifiées, On calcul notre plancher (poutrelles) par la méthode forfaitaire pour les planchers courant et la méthode de Caquot pour le plancher terrasse

✓ Déterminer les efforts internes et le ferrailage pour type 02:

Avec Q= 5 KN/m² ; G= 5,36 KN/m² ; b=0.65 ; q_u=9.57 KN/ml

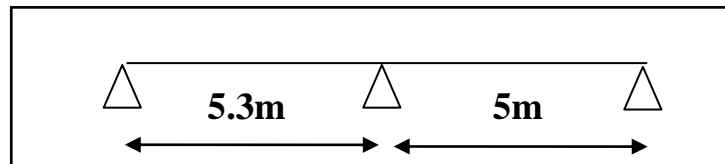
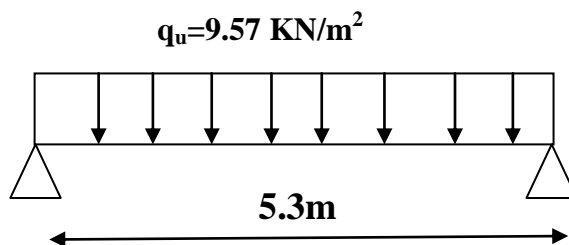


Figure 3.1: Schéma Statique de Poutrelle type 02

✓ **ELU**



$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9.57 \cdot 5.3^2}{8} = 33.60 \text{ KN.m}$

$\alpha = \frac{5}{5 + 5.36} = 0.48$

$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$

Donc: $M_t \geq 0.672 M_0$

$M_G = 0.2 M_0$

$M_D = 0.6 M_0$

$$M_t = 0.7 M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0$$

$$0.7 M_0 + \frac{0.2 M_0 + 0.6 M_0}{2} \geq 1.14 M_0$$

Dons: $1.1 M_0 \leq 1.14 M_0 \implies$ **CNV**

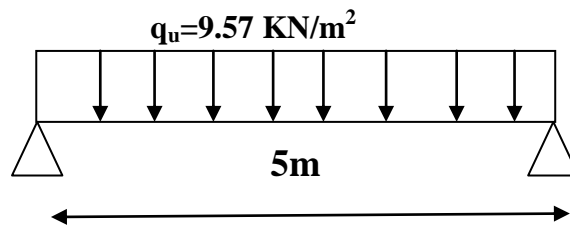
On augmente $M_t = 0.8 M_0$

donc $1.15 M_0 \geq 1.14 M_0 \implies$ **CV**

$$M_G = 6.72 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 20.16 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 26.88 \text{ KN.m}$$



$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{9.57 \cdot 5^2}{8} = 29.90 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{5}{5 + 5.36} = 0.48$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ donc } M_t \geq 0.57 M_0$$

$$M_G = 0.6 M_0$$

$$M_D = 0.2 M_0$$

$$M_t = 0.7 M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0$$

$$0.7 M_0 + \frac{0.6 M_0 + 0.2 M_0}{2} \geq 1.14 M_0$$

Dons: $1.1 M_0 \leq 1.14 M_0 \implies$ **CNV**

On augmente $M_t = 0.8 M_0$

Donc $1.15 M_0 \geq 1.14 M_0 \implies$ **CV**

$$M_G = 17.94 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 5.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 20.93 \text{ KN.m}$$

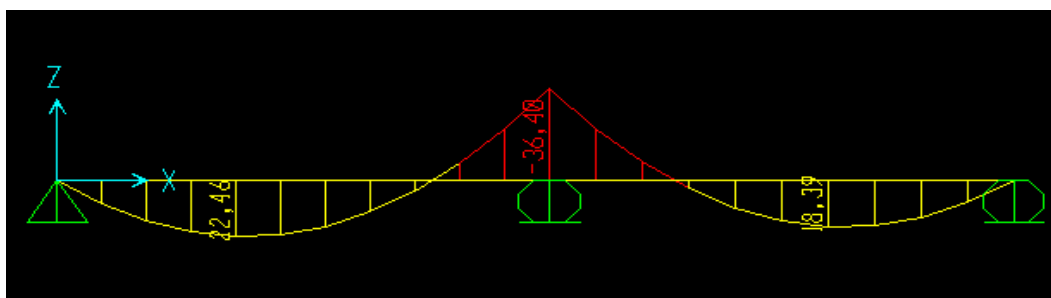
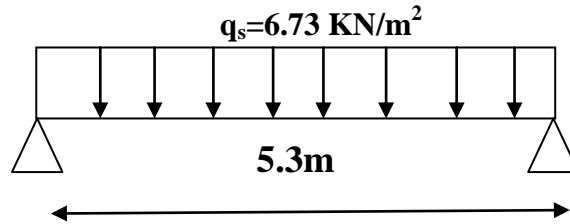


Figure3.2: diagramme de moment de la poutrelle de type 2 à ELU

✓ ELS



$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6.73 \cdot 5.3^2}{8} = 23.63 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{5}{5+5.36} = 0.48$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ donc } M_t \geq 0.57 M_0$$

$$M_G = 0.2 M_0$$

$$M_D = 0.6 M_0$$

$$M_t = 0.7 M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0$$

$$0.7 M_0 + \frac{0.2 M_0 + 0.6 M_0}{2} \geq 1.14 M_0$$

$$\text{Dons: } 1.1 M_0 \leq 1.14 M_0 \implies \text{CNV}$$

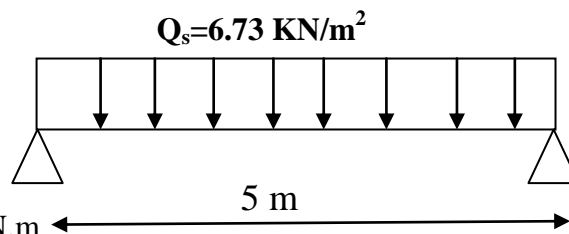
$$\text{On augmente } M_t = 0.8 M_0$$

$$\text{Donc } 1.15 M_0 \geq 1.14 M_0 \implies \text{CV}$$

$$M_G = 4.72 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 14.17 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 16.54 \text{ KN.m}$$



$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6.73 \cdot 5^2}{8} = 21.03 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{5}{5+5.36} = 0.48$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ donc } M_t \geq 0.672 M_0$$

$$M_G = 0.6 M_0$$

$$M_D = 0.2 M_0$$

$$M_t = 0.7 M_0$$

$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0$$

$$0.7 M_0 + \frac{0.6 M_0 + 0.2 M_0}{2} \geq 1.14 M_0$$

$$\text{Dons: } 1.1 M_0 \leq 1.14 M_0 \implies \text{CNV}$$

$$\text{On augmente } M_t = 0.8 M_0$$

$$\text{Donc } 1.15 M_0 \geq 1.14 M_0 \implies \text{CV}$$

$$M_G = 12.61 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 4.20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 16.82 \text{ KN.m}$$

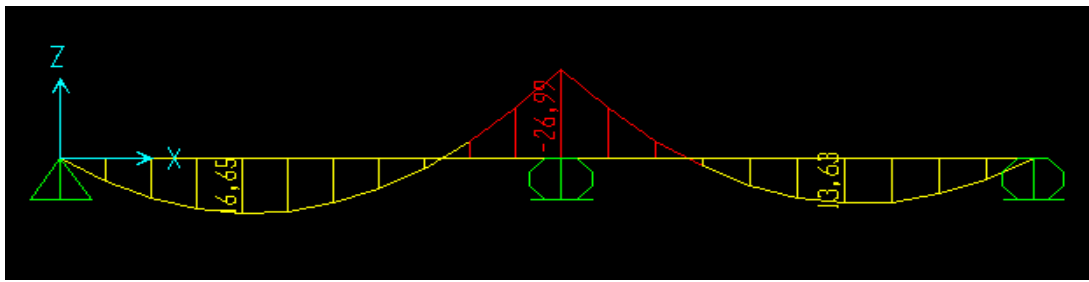


Figure 3.3: diagramme de moment de la poutrelle de type 2 à ELS

On a trouvé les efforts internes pour type 02 et les autres type par SAP2000

Tableau 3.2: Différents efforts à l' ELU

Plancher	Type	M _{ap} (KN.m)	M _T (KN.m)	T (KN)
RDC et sous sol	1	31.87	20.20	33.83
	2	36.40	22.46	35,97
	3	36.42	25.79	34.28
	4	34.32	19.22	34.35
Etage 1, 2,3.... Terrasse	5	25.10	16.48	24.80
	6	24.19	15.88	24.63
	7	15.4	16.93	28.48
	8	13.25	13.69	10.42

Tableau 3.3: Différents efforts à l' EIS

Plancher	Type	M _{ap} (KN.m)	M _T (KN.m)	T (KN)
RDC et sous sol	1	23.63	14.96	25.08
	2	26.99	16.65	26.67
	3	24.03	19.12	25.41
	4	24.32	13.32	24.32
Etage 1, 2,3.... Terrasse	5	19.43	14.99	19.20
	6	18.73	12.24	19.07
	7	11.12	25.85	20.68
	8	12.50	10.14	7.72

3.2.2 Ferrailage longitudinale :

✓ **ELU :**

✚ **En travée :**

$$M_{max} = 25.79 \text{ KN.m} = 0.02579 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bc} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.25 = 0.225 \text{ m}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times (0.225 - 0.05/2) = 0.092 \text{ MN.m}$$

$M_u \leq M_t$ Donc la section en Té est considérée comme une section rectangulaire fictive $b \times h$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.025}{0.65 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} = 0.0536$$

$$\mu_R = 0.392 ; \mu_u \leq \mu_R \Rightarrow \text{simple armature}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0536)}) = 0.0688$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.25(1 - 0.4 \times (0.0688)) = 0.218 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}; \quad \sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 400/1.15 = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0.025}{0.218 \times 347.82} = 3.29 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 3.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 3T12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0.23 \times 0.65 \times 0.225 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.76 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$3.39 > 1.76 \text{ Condition vérifiée}$$

En appui :

$$M_{\max} = 36.42 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0.036 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.036}{0.12 \times (0.9 \times 0.25)^2 \times 14.17} = 0.30$$

$$\mu_R = 0.392; \quad \mu_u \leq \mu_R \Rightarrow \text{simple armature}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.3)}) = 0.45$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.25(1 - 0.4 \times (0.45)) = 0.184 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 400/1.15 = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{0.036}{0.184 \times 347.82} = 3.04 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$0.23 \times 0.12 \times 0.225 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.3 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$3.08 > 0.3 \text{ Condition vérifiée}$$

Vérification à ELS en travée :

$$X = n \cdot \frac{A_{st}}{b} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2bdA_{st}}{nA_{st}^2}} - 1 \right)$$

$$X = 15 \cdot \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.65} \cdot \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.65 \times 0.225 \times 3.39 \times 10^{-4}}{15 \times (3.39 \times 10^{-4})^2}} - 1 \right) = 0.052 \text{ m}$$

$$X = 5.2 \text{ cm} > h_0$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{st} (d-x)^2 = 0.65 \cdot \frac{0.052^3}{3} + 15 \cdot 3.39 \cdot 10^{-4} \cdot (0.225 - 0.052)^2$$

$$I = 0.000182 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{0.019 \times 0.052}{0.000182} = 5.42 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 5.42 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n Ms (d-x)}{I} = \frac{15 \times 0.019 (0.225 - 0.052)}{0.000182} = 260.90 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e; 110 \sqrt{n \cdot f_{t28}}) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = 260.90 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 266.66 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification à ELS en appuie :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = \frac{0.024 \times 0.052}{0.000182} = 6.85 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 F_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 6.85 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n Ms (d-x)}{I} = \frac{15 * 0.024 (0.225 - 0.052)}{0.000182} = 266.55 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_c ; 110 \sqrt{n * f_{t28}}) = 266.66 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{st} = 266.55 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} 266.66 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

3.2.3 Ferrailage transversale :

🚦 Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_{Lmin})$$

$$\phi_t \leq \min (25/35 ; 65/10 ; 12) \Rightarrow \phi_t \leq \min(0.8; 6.5; 12)$$

$$\phi_t \leq 0.8 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

🚦 L'espacement des armatures :

D'après le RPA :

❖ Zone nodale :

$$S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_{Lmin} ; 30 \text{ cm}) ; S_{tmin} = 7 \text{ cm} ; S_{tmax} \leq \min(0.9h ; 40 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(25/4 ; 12(1.2); 30)$$

$$S_t \leq \min(6.25; 14.4; 30)$$

$$S_t \leq 6.25 \text{ cm}$$

$$S_t = 7 \text{ cm}$$

$$L = 2h = 2(25) = 50 \text{ cm}$$

❖ Zone courante :

$$S \leq h/2 \Rightarrow S \leq 25/2 \Rightarrow S \leq 12.5 \text{ cm}$$

❖ Ancrage des bares :

Ancrage courbe avec un angle de $90^\circ \rightarrow \theta = 90^\circ$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0.06 f_{c28} + 0.6 = 0.06(25) + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_e}{\tau_s}$$

$$\tau_s = 0.6(\chi)^2 \cdot f_{ij} \quad \chi = 1.5 \text{ (HA)}$$

$$\tau_s = 0.6(1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$l_s = \frac{12}{4} \cdot \frac{400}{2.835} = 423.28 \text{ mm}$$

$$l_2 = l_s - \alpha \cdot l_1 - \beta \cdot r$$

$$\theta = 90^\circ \Rightarrow \alpha = 1.87 \text{ et } \beta = 2.19$$

$$l_1 = 10 \phi = 10 \times 12 = 120 \text{ mm (Règle CBA93)}$$

$$r = 5.5 \phi = 5.5(12) = 66 \text{ mm (HA)}$$

$$l_2 = 423.28 - 1.87(120) - 2.19(66) = 54.34 \text{ mm}$$

$$l = l_2 + r + \phi/2 = 54.34 + 66 + 12/2 = 126.34 \text{ mm}$$

3.3 Etude de la dalle d'ascenseur

3.3.1 Introduction

La dalle d'ascenseur est une dalle pleine en béton armé destinée à reprendre la machine (Moteur ; Cabine; Contre poids...).

Un ascenseur est un appareil de plus en plus courant dans la vie quotidienne d'un bâtiment, car il offre une solution plus efficace et pratique pour enregistrer les différentes hauteurs et les planchers, il est pratiquement obligatoire pour les bâtiments de Cinq étages et plus. Bien qu'il existe de nombreux types, qui varient en fonction de la vitesse, l'éclairage ou le style de la cabine, ils offrent tout le même but. Il est un système de transport composé de divers composants électriques, mécaniques et électroniques permet la mobilité des personnes entre les différents niveaux d'un bâtiment.

✓ Combinaison des charges

D'après le (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales sont :

ELU → 1.35 G + 1.5 Q

ELS → G+Q

3.3.2 charge et surcharge supporteurs par la dalle

✓ **Dimensionnement de la dalle :**

La dalle est appuyé sur leur pourtour avec : ($L_x = 2.1m$) ; ($L_y = 3.5m$).

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.1}{3.5} = 0.6 \geq 0.4$ (La dalle portant dans les deux sens) .

4 $h \geq L_y/40 = 350/40 = 8.75 \text{ cm} \geq 10$ Selon la condition de résistance.

5 $h \geq 10 \text{ cm}$ Selon la condition de coupe-feu pendant 2 heures.

6 $h \geq 15,00 \text{ cm}$ D'après C.B.A.93.

La dalle reprend des charges très importantes, donc on adopte une épaisseur de (20 cm), et on utilise un revêtement (Carrelage) pour que les conditions du poinçonnement doivent vérifiées.

Tableau 3.4: Charges et surcharge de la dalle

N°	Désignation	E_p (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	carrelage	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.6
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine en béton armée	0.20	25	5
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
			Σ	G = 6.6 KN/m²
				Q = 1 KN/m²

Q':Charge d'exploitation (Réparation et travaux d'entretien).

$Q_u' = (1,35 \times 6,6) + (1,5 \times 1,00) = 10,41 \text{ KN/m}^2$

$Q_s' = 6,6 + 1,00 = 7,6 \text{ KN/m}^2$

✓ **Charge et surcharge de la machine**

D'après les normes européennes (EN 81-20 et EN 81-50) et d'après la fiche technique de l'ascenseur qu'on a choisi (GEARLESS.maGO), les charges et les surcharges de la machine sont résumées dans le tableau ci-dessous.

La cabine à une capacité de huit personnes, donc la charge nominale (Q) donnée par une valeur de (635 KG), une moyenne de (79,375 KG) pour une personne.

Le contrepoids est calculé comme suit (Contrepoids) = P (Cabine vide) + 635/2.

Tableau 3.5: Charges et surcharge de la machine

Les composants	G (machines) (KN/m ²)
Moteur	3,00
Treuil	5.00
Châssis	1.00
Limiteur de vitesse	0.50
Cabine vide	7.00
Contre poids	10.17
Etrier	1.00
Câbles	0.5
Accessoires	0.5
	G= 28.675
	Q= 6.35

$$q_u \text{ machine} = (1,35 \times 28,675) + (1,5 \times 6,35) = 48,24 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_s \text{ machine} = 28,675 + 6,35 = 35,025 \text{ KN/m}^2.$$

3.3.3 Détermination des sollicitation:

A. sous la charge répartie: D'après C.B.A.93

Avec: ($L_x = 2.1\text{m}$); ($L_y = 3.5\text{m}$); ($q_u = 10, 41 \text{ KN/m}^2$); ($q_s = 7, 6 \text{ KN/m}^2$).

$$M_x' = \mu_x q^* L_x^2.$$

$$M_y' = \mu_y^* M_x'.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.1}{3.5} = 0.6.$$

➤ Coefficients μ_x et μ_y à l'ELU ($v = 0$)

$$\mu_x = 0,081; \mu_y = 0,305.$$

➤ Coefficients μ_x et μ_y à l'ELS ($v = 0.2$)

$$\mu_x = 0,086; \mu_y = 0.476.$$

• ELU :

$$M_x' = 0,081 * 10.41 * 2.1^2 = 3.71 \text{ KN.m.}$$

$$M_y' = 0.305 * 3.71 = 1.131 \text{ KN.m.}$$

➤ Le moment total appliqué sur la dalle :

$$M_t = 0.85 M_x \text{ (Moment en travée).}$$

$$M_t = 0.85 \times 3.71.$$

$$M_t = 3.153 \text{ KN. m.}$$

$$M_a = 0.3 M_x \text{ (Moment en appuis).}$$

$$M_a = 0.3 \times 3.71.$$

$$M_a = 1.113 \text{ KN. m.}$$

• ELS :

$$M_x' = 0,086 * 7.6 * 2.1^2 = 2.88 \text{ KN.m.}$$

$$M_y' = 2.88 * 0.476 = 1.370 \text{ KN.m.}$$

➤ Le moment total appliqué sur la dalle :

$$M_t = 0.85 M_x \text{ (Moment en travée).}$$

$$M_t = 0.85 \times 2.88. \Leftrightarrow M_t = 2.448 \text{ KN. m.}$$

$$M_a = 0.3 M_x \text{ (Moment en appuis).}$$

$$M_a = 0.3 \times 2.88. \Leftrightarrow M_a = 0.864 \text{ KN. m.}$$

B. Sous la charge concentrée

Pour calculer les moments de flexion sous charge concentrée, on utilise l'une des méthodes PIGEAU qui nécessite le calcul de la zone d'impact.

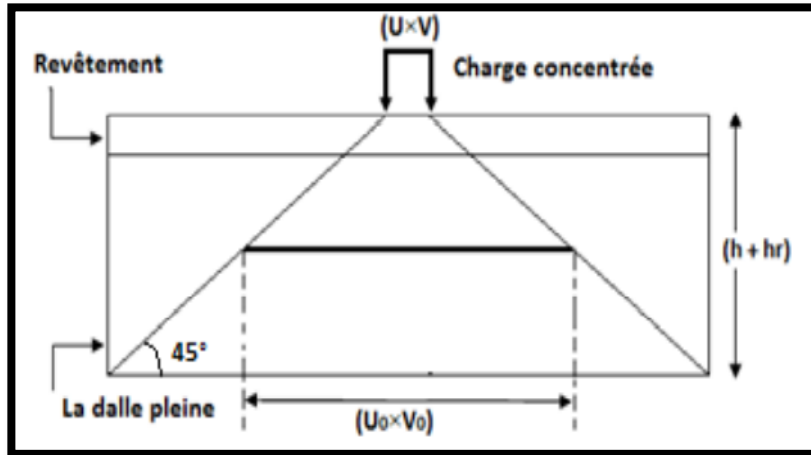


Figure 3.4: zone d'impact

La machine est placée sur un châssis de quatre pieds, le châssis est posé au centre de la dalle pleine. D'après la fiche technique, les dimensions du châssis sont présentées dans la figure suivante:

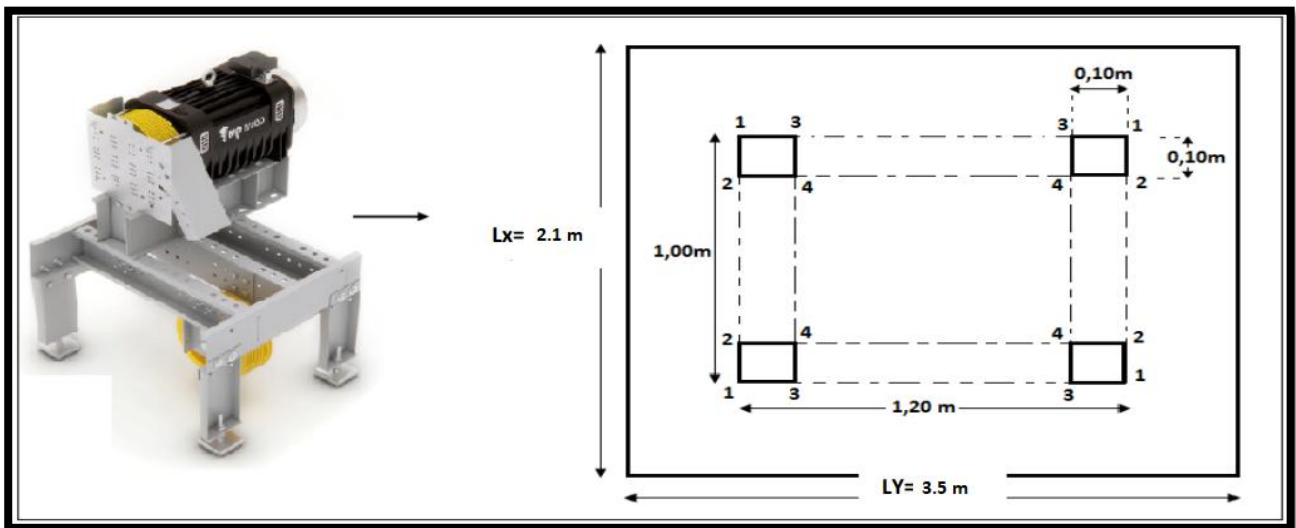
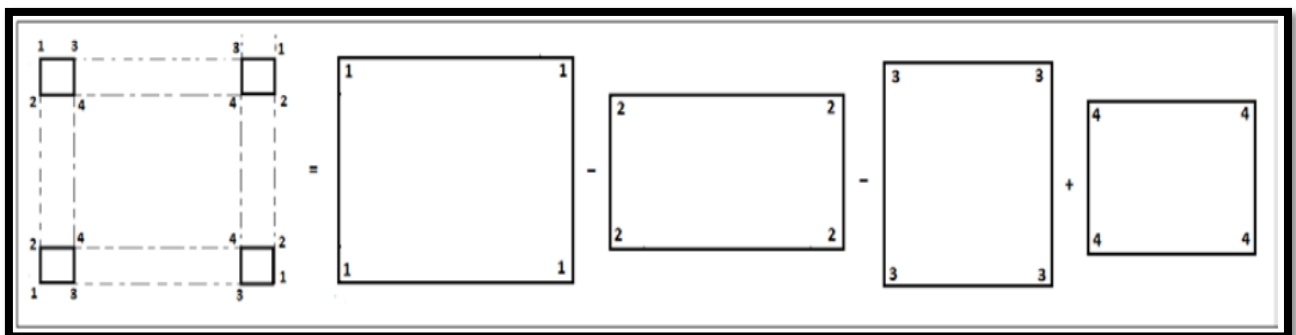


Figure 3.5: Dimensions de la charge concentrée.

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4) La valeur du moment fléchissant devient:



$$M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4}$$

$$M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4}$$

Exemple de calcul: On prend comme exemple de calcul le panneau (1-1).

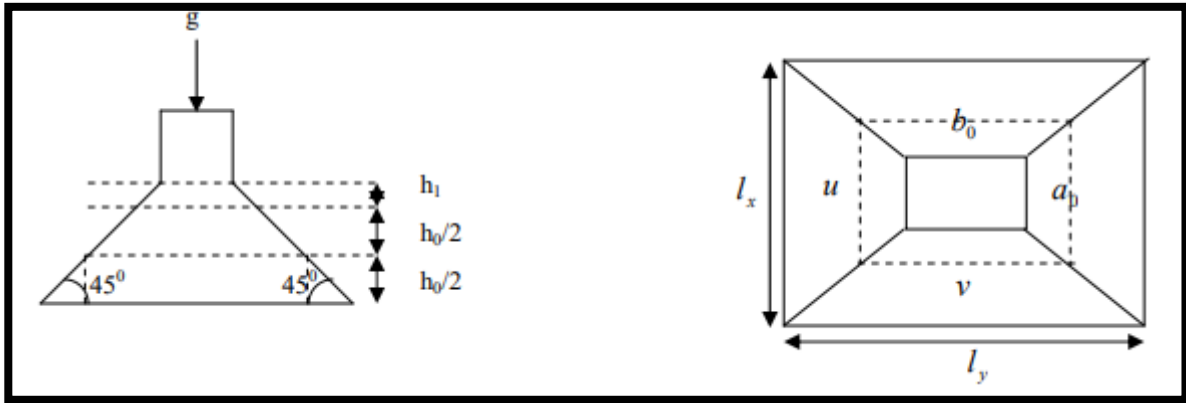


Figure 3.6: Schéma représentant la surface d'impact

A l'absence de la fiche technique concernant le moteur mécanique d'un ascenseur, on a supposé que le moteur a une dimension de (100x120) cm² posée sur 4 appuis de (10x10)cm².

• **Calcul à ELU :**

$U = 1 \text{ m} ; V = 1,20 \text{ m} ; h_{\text{La dalle}} = 0,20 \text{ m} ; h_{\text{Revêtement}} = 0,05.$

$p_u (\text{La machine}) = \frac{q_u \text{ machine}}{S_{\text{pieds}}}$

$S (4 \text{ Pieds}) = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2.$

$p_u (\text{La machine}) = 48.24 / 0.04 = 1206 \text{ KN/m}^2.$

$.U_0 = U + h_{\text{La dalle}} + 2h_{\text{Revêtement}}.$

$U_0 = 1 + 0,20 + 2 \times (0,05) = 1.3 \text{ m} \quad \text{Cas d'un revêtement régide.}$

$V_0 = V + h_{\text{La dalle}} + 2h_{\text{Revêtement}}$

$V_0 = 1,2 + 0,20 + 2 \times (0,05) = 1.5 \text{ m} \quad \text{Cas d'un revêtement rigide.}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.1}{3.5} = 0.6$

Donc: M_1 et M_2 à partir d'Abaque n°6.

$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1.3}{2.1} = 0.61 \quad \longrightarrow \quad M_1 = 11 \cdot 10^{-2} \text{ KN.m.}$

$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1.5}{3.5} = 0.42 \quad \longrightarrow \quad M_2 = 5 \cdot 10^{-2} \text{ KN.m.}$

$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_u.$

$M_y = (M_2 + \nu M_1) P_u.$

$\nu = 0 \text{ (ELU).}$

$P_u = p_u \cdot u \cdot v = 1206 \cdot 1 \cdot 1.2 = 1447.2 \text{ KN.}$

$M_x = 0.11 \cdot 1447.2 = 159.19 \text{ KN.m.}$

$M_y = 0.05 \cdot 1447.2 = 73.36 \text{ KN.m.}$

• **Calcul à ELS:**

$U = 1 \text{ m} ; V = 1,20 \text{ m} ; h_{\text{La dalle}} = 0,20 \text{ m} ; h_{\text{Revêtement}} = 0,05.$

$P_s (\text{La machine}) = \frac{q_s \text{ machine}}{S_{\text{pieds}}}$

$S (4 \text{ Pieds}) = (4 \times 0,1 \times 0,1) = 0,04 \text{ m}^2 \implies \text{Charge concentrée}$

$p_s (\text{La machine}) = \frac{35.025}{0.04} = 875.625 \text{ KN/m}^2.$

$.U_0 = U + h_{\text{La dalle}} + 2h_{\text{Revêtement}}.$

$U_0 = 1 + 0,20 + 2 \times (0,05) = 1.3 \text{ m} \quad \text{Cas d'un revêtement rigide}$

$V_0 = V + h_{\text{La dalle}} + 2h_{\text{Revêtement}}.$

$V_0 = 1,2 + 0,20 + 2 \times (0,05) = 1.5 \text{ m} \quad \text{Cas d'un revêtement rigide}$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.1}{3.5} = 0.6.$$

Donc M_1 et M_2 à partir d'Abaque n°63

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1.3}{2.1} = 0.61 \longrightarrow M_1 = 11 \cdot 10^{-2} \text{ KN.m.}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = \frac{1.5}{3.5} = 0.42 \longrightarrow M_2 = 5 \cdot 10^{-2} \text{ KN.m.}$$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P_s.$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P_s.$$

$$\nu = 0.2 \text{ (ELS).}$$

$$P_s = p_s \cdot u \cdot \nu = 875.625 \cdot 1 \cdot 1.2 = 1050.75 \text{ KN.}$$

$$M_x = (0.11 + 0.2 \cdot 0.05) \cdot 1050.75 = 115.58 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = (0.05 + 0.2 \cdot 0.11) \cdot 1050.75 = 75.65 \text{ KN.m.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant:

Tableau 3.6 : les moments dus aux charges concentrées

rectangle	U (m)	V (m)	U ₀ (m)	V ₀ (m)	U ₀ /L _x	V ₀ /L _y	M ₁ *10 ⁻²	M ₂ *10 ⁻²
1-1	1	1.2	1.3	1.5	0.61	0.42	0.11	0.05
2-2	0.8	1.2	1	1.5	0.47	0.42	0.125	0.055
3-3	1	1	1.3	1.3	0.61	0.37	0.112	0.055
4-4	0.8	1	1	1.3	0.47	0.37	0.13	0.065

Tableau 3.7: moments isostatiques à ELU et ELS.

rectangle	ELU			ELS		
	P _u (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	P _s (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)
1-1	1447.2	159.19	72.36	1050.75	126.09	75.65
2-2	1157.76	144.72	63.67	840.6	114.32	67.24
3-3	1206	135.07	66.33	875.625	107.70	67.77
4-4	964.8	125.424	62.71	700.5	100.17	63.74

✓ **ELU:**

$$M_{xu} = M_{xu1} - M_{xu2} - M_{xu3} + M_{xu4} = 159.19 - 144.72 - 135.07 + 125.424 = 4.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = M_{yu1} - M_{yu2} - M_{yu3} + M_{yu4} = 72.36 - 63.67 - 66.33 + 62.71 = 5.07 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS:**

$$M_{xs} = M_{xs1} - M_{xs2} - M_{xs3} + M_{xs4} = 4.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = M_{ys1} - M_{ys2} - M_{ys3} + M_{ys4} = 4.38 \text{ KN.m}$$

Superposition des moments fléchissant

La dalle est soumise à deux types de chargement, donc on fait une superposition des moments fléchissant

✓ **ELU :**

$$M_{XU} = M_{xu}' + M_{xu} = 3.71 + 4.82 = 8.53 \text{ KN.m}$$

$$M_{YU} = M_{yu}' + M_{yu} = 1.131 + 5.07 = 6.20 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS :**

$$M_{XS} = M_{xs}' + M_{xs} = 2.88 + 4.24 = 7.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{YS} = M_{ys}' + M_{ys} = 1.37 + 4.38 = 5.75 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments fléchissant réels :

D'après C.B.A.93 : Lorsqu'il s'agit de la portée principale, On doit vérifier la condition :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_x$$

✓ **ELU :**

$$M_{xu} = 8.53 \text{ KN. m.}$$

Moment en appuis : $M_{w,e x} \geq 0.5 \times 8.53 \Rightarrow M_{w,e x} = 4.26 \text{ KN. m.}$

Moment en travée : $M_{t x} \geq 0.85 \times 8.53 \Rightarrow M_{t x} = 7.25 \text{ KN. m.}$

$$7.25 + \frac{4.26+4.26}{2} \geq 1.25 \times 8.53$$

$$11.51 \geq 10.66 \Rightarrow \text{CV}$$

$$M_{yu} = 6.20 \text{ KN. m}$$

Moment en appuis : $M_{w,e y} \geq 0.5 \times 6.20 \Rightarrow M_{w,e y} = 3.1 \text{ KN. m.}$

Moment en travée : $M_{t y} \geq 0.85 \times 6.20 \Rightarrow M_{t y} = 5.27 \text{ KN. m.}$

$$5.27 + \frac{3.1+3.1}{2} \geq 1.25 \times 6.20$$

$$8.37 \geq 7.75 \Rightarrow \text{CV}$$

✓ **ELS :**

$$M_{xs} = 7.12 \text{ KN. m.}$$

Moment en appuis : $M_{w,e x} \geq 0.5 \times 7.12 \Rightarrow M_{w,e x} = 3.56 \text{ KN. m.}$

Moment en travée : $M_{t x} \geq 0.85 \times 7.12 \Rightarrow M_{t x} = 6.05 \text{ KN. m.}$

$$6.05 + \frac{3.56+3.56}{2} \geq 1.25 \times 7.12$$

$$9.61 \geq 8.9 \Rightarrow \text{CV.}$$

$$M_{ys} = 5.75 \text{ KN. m.}$$

Moment en appuis : $M_{w,e y} \geq 0.5 \times 5.75 \Rightarrow M_{w,e y} = 2.87 \text{ KN. m.}$

Moment en travée : $M_{t y} \geq 0.85 \times 5.75 \Rightarrow M_{t y} = 4.88 \text{ KN. m.}$

$$7.75 \geq 7.18 \Rightarrow \text{CV.}$$

Les résultats des moments isostatiques de la dalle pleine sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 3.8: Moment fléchissant de la dalle pleine

Sans	ELU		ELS	
	M_t KN. m	M_a KN. m	M_t KN. m	M_a KN. m
X-X	7.25	4.26	6.05	3.56
Y-Y	5.27	3.1	4.88	2.87

3.3.4 Calcul de ferrailage:

D'après le BAEL, les dalles pleines sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant. On détermine les sections des armatures longitudinales et on prend en compte les conditions de non fragilité dans le choix des armatures:

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1 / 400$$

$$A_{st} \geq 2,17 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} \geq 0,08 \% B \text{ (HA)}$$

$$A_{st} \geq \frac{0,08 \times 1 \times 0,2}{100} \text{ donc } A_{st} \geq 1,60 \text{ cm}$$

🔧 **On calcule pour une bande de 1 ml:**

$$b=1,00 \text{ ml}; h= 0,2 \text{ m}; d= 0,9 \times 0,2=0,18 \text{ m}; f_{c28}=25 \text{ MPa}; F_c=400 \text{ MPa}; F_{bc}=14,17 \text{ MPa}; \mu_R = 0,392$$

• **En travée : sens x-x**

$$M_u = 7.25 \text{ KN. m.}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.25 * 10^{-3}}{1 * 0.18^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.015 \leq \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.015)}) = 0.0188$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times (0.018)) = 0.1797 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}; \sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{7.25 \cdot 10^{-3}}{0.1797 \cdot 347.83} = 1.15 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 1.15 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 4T10 / ml = 3.14 cm²/ml

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1 \times 0.18 \times 2.1 / 400$$

$$A_{st} \geq 2,17 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

3.14 cm² ≥ 2,17 cm² donc **CV**

• **En appui : sens x-x**

$$M_u = 4.26 \text{ KN. m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{4.26 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.18^2 \cdot 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0092 \leq \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S.S. A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0092)}) = 0.011$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times (0.011)) = 0.1792 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}}; \sigma_{st} = f_c / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{4.26 \cdot 10^{-3}}{0.1792 \cdot 347.83} = 0.68 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 0.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 4T10 / ml = 3.14 cm²/ml

Les résultats de calcul et le choix des armatures sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 3.9: Armatures longitudinales calculée et adoptée

Sens	Calculé		adopté		CBA
	A _{st} (appui) cm ² /ml	A _{st} (travée) cm ² /ml	A _{st} (appui) cm ² /ml	A _{st} (travée) cm ² /ml	A _{st} (min) cm ² /ml
x-x	0.68	1.15	4T10=3.14	4T10=3.14	2.17
y-y	0.49	0.85	4T10=3.14	4T10=3.14	2.17

✚ **Calcul des espacements**

D'après le C.B.A.93 :

Les espacements entre les armatures sont limités par les valeurs suivantes:

Tableau 3.10: résultats des espacements

Direction	Espacement (adopté)	Espacement Max (Charge concentrée)	
X-X	20 cm	Min (2h ; 22 cm) = 22 cm	CV
Y-Y	20 cm	Min (3h ; 33 cm) = 33 cm	CV

✚ **Vérification au poinçonnement :**

Le Châssis est posé (appuyé) sur quatre appuis, risque de nous créer le poinçonnement au niveau de la dalle.

La charge totale ultime de la machine est de (48,24 KN).

La charge appliquée sur chaque appui est : Q_u = 48.24 / 4 = 12.06 KN

Le règlement C.B.A.93 exige la condition suivante : Q_u ≤ 0.045 × P_c × h × f_{c28} / γ_b

Avec :

$$h_{dalle} = 0.20 \text{ m} ; h_{revetement} = 0.05 \text{ m} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5$$

(U ; V) = (0,10 × 0,10) m²: Dimensions du pied de châssis

$$u_0 = 0.10 + 0.2 + 2 \times 0.05 = 0.4 \text{ m}$$

$$v_0 = 0.10 + 0.2 + 2 \times 0.05 = 0.4 \text{ m}$$

$$P_C = 2 \times (u_0 + v_0) = 1.6m$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 1.6 \times 0.2 \times 25 / 1.5$$

$$12.06 \text{ KN} \leq 240 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

Conclusion : Le risque de poinçonnement n'existe pas

✚ Vérification à l'état limite de service ELS :

D'après (C.B.A.93) :

Les dalles pleines sont soumises à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Même ferrailage adopté en appui et en travée, (x ; I) restent constants.

Position de l'axe neutre :

$$A_{sc} = 0.$$

$$A_{st} = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$(b = 1 \text{ m}) ; (h = 0,20 \text{ m}) ; (d = 0,18 \text{ m}) ; (d' = 0,02 \text{ m}) ; (F_e=400\text{MPa}) ; (n = 15).$$

$$50 x^2 + 47.1 x - 847.8 = 0.$$

$$x = 4.09 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{100 \cdot 4.09^3}{3} + 15 \cdot 3.14 \cdot (18 - 4.09)^2 = 11393.88 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.05 \cdot 10^{-3} \cdot 4.09 \cdot 10^{-2}}{11393.88 \cdot 10^{-8}} = 2.17 \text{ MPA}.$$

Tableau3.11: Les contraintes dans le béton

	Travée	Appui	$\overline{\sigma}_{bc}$
	σ_{bc}		
x-x	2.17	1.27	15
y-y	1.75	1.03	15

Conclusion : La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible.

✚ Vérification de la nécessité d'armatures transversales :

D'après le (C.B.A.93) et (BAEL), La dalle ne nécessite aucun armatures transversales si :

- ✓ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur.
- ✓ La contrainte tangente vérifie : $\tau_u \leq \overline{\tau}_u$.
- ✓ **Calcul de la contrainte admissible :**

D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\overline{\tau}_u = 0.07 \times f_{c28} / \gamma_b = 0.07 \times 25 / 1.5 = 1.16 \text{ MPa}.$$

✚ Calcul de l'effort tranchant:

D'après (B.A.E.L) :

$$V_X = V_x + V_a$$

$$V_Y = V_y + V_b$$

Avec : (V_x ; V_y) : Effort tranchant de la charge répartie à ELU.

(V_a ; V_b) : Effort tranchant de la charge concentrée à ELU.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.1}{3.5} = 0.6 > 0.4.$$

❖ **La Charge répartie :**

$$V_X = \frac{P' u + L_X}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2}$$

$$V_X = \frac{10.41 + 2.1}{2} \times \frac{1}{1 + 0.6/2} = 4.81 \text{ KN}$$

$$V_Y = P' u + \frac{L_X}{3}$$

$$V_Y = 10.41 + \frac{2.1}{3} = 11.11 \text{ KN}$$

❖ **La charge concentrée :**

D'après le B.A.E.L.91, l'effort tranchant de la charge concentrée est donné par :

$$V_a = \frac{P}{2v + u}$$

$$V_b = \frac{P}{3v}$$

Avec $p = 12.06 \text{ KN/m}^2$

Nous avons quatre pieds, c'est-à-dire quatre charges concentrées, donc l'effort tranchant est donné par la formule suivante:

$$V_a = V_{a1} - V_{a2} - V_{a3} + V_{a4}$$

$$V_b = V_{b1} - V_{b2} - V_{b3} + V_{b4}$$

$$V_{a1} = \frac{P}{2u + v} = \frac{1206 * 1 * 1.2}{2 * 1.2 + 1} = 425.64 \text{ KN}$$

$$V_{a2} = \frac{1206 * 0.8 * 1.2}{2 * 1.2 + 0.8} = 361.8 \text{ KN}$$

$$V_{a3} = 402 \text{ KN}$$

$$V_{a4} = 344 \text{ KN}$$

$$V_a = 425.64 - 361.8 - 402 + 344 = 5.84 \text{ KN}$$

$$V_{b1} = \frac{P}{3v} = \frac{1206 * 1 * 1.2}{3 * 1.2} = 406 \text{ KN}$$

$$V_{b2} = 321.6 \text{ KN}$$

$$V_{b3} = 402 \text{ KN}$$

$$V_{b4} = 321.6 \text{ KN}$$

$$V_b = 406 - 321.6 - 402 + 321.6 = 4 \text{ KN}$$

❖ **Superposition des efforts tranchant :**

$$V_X = V_x + V_a = 4.81 + 5.84 = 10.65 \text{ KN}$$

$$V_Y = V_y + V_b = 11.11 + 4 = 15.11 \text{ KN}$$

❖ **La contrainte tangente**

Avec : $(b = 1 \text{ ml}) ; (d = 0,9h = 0,18 \text{ m})$.

$$\tau_u, u = \frac{10.65 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.059 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\tau_u, v = \frac{15.11 * 10^{-3}}{1 * 0.18} = 0.083 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Les contraintes tangentes sont inférieures à la contrainte admissible, selon les règlements (C.B.A.93) et (B.A.E.L) les armatures transversales ne sont pas exigées

3.4 Etude de l'acrotère**3.4.1 Introduction**

L'étude de l'acrotère sera effectuée en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le (RPA99/V2003 et C.B.A.93).

✚ **Hypothèse de calcul :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1 ml .
- Type de fissuration est préjudiciable.

- Le calcul se fait à la flexion composée.

3.4.2 Evaluation des charges :

Charges permanentes (poids propre):

$$S = 10 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 = 685 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0685 = 1.712 \text{ KN / ml}$$

Charge d'exploitation:

D'après le RPA99 Article 6.2.3 l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA (Article 6.2.3)}$$

Avec :

$$A = 0,1 \text{ (Coefficient d'accélération de la zone)}$$

$$W_p = G = 1.712 \text{ KN /ml (Poids de l'acrotère)}$$

$$C_p = 0,8 \text{ (Facteur de la force horizontale)}$$

$$F_p = 4 \times 0,1 \times 0,8 \times 1,712$$

$$F_p = 0,548 \text{ KN /ml}$$

3.4.3 Calcul des sollicitations:

ELU:

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.712$$

$$N_u = 2.311 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{Q_u \times h^2}{2} = \frac{0.82 \times 0.6^2}{2} \text{ avec } (q_u = 1.5 \times F_p = 1.5 \times 0.548 = 0.82 \text{ KN/ml})$$

$$M_u = 0.147 \text{ KN. m}$$

$$N_s = G = 1.712 \text{ KN / ml}$$

$$M_s = \frac{Q_s \times h^2}{2} = \frac{0.548 \times 0.6^2}{2}$$

$$M_s = 0.0986 \text{ KN. m}$$

3.4.4 Calcul de l'excentricité

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{0.147}{2.311} = 0.0636 \text{ m} = 6.4 \text{ cm}$$

$$\frac{h_0}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$$e = 6.4 \text{ cm} > 1.67 \text{ cm}$$

La section est partiellement comprimée parce que le centre de pression est appliqué à l'extérieur du noyau central.

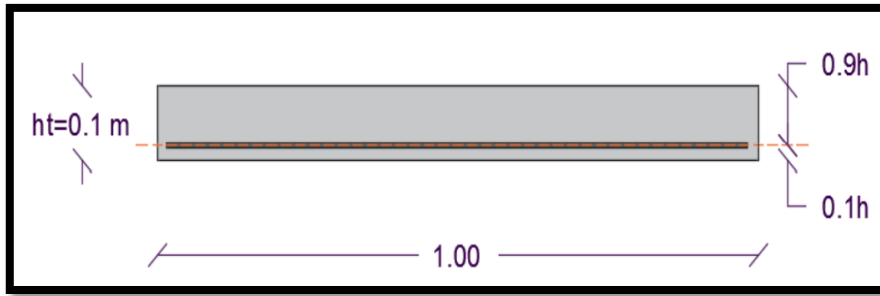


Figure 3.7: section de calcul du ferrailage

3.4.5 Déterminer le ferrailage

✚ **Moment de flexion fictif (M_a) :**

$$M_a = N_u \times (d - h_t / 2 + e)$$

$$M_a = 2.57 \times (0.09 - 0.1 / 2 + 0.064)$$

$$M_a = 0.26 \text{ KN.m}$$

✚ **Moment réduit (μ_u) :**

$$f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$$

Calcul se fait en flexion simple

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.26 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} = 0.0022$$

$$\mu_u < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{Simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.0022)}) = 0.0027$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.09 (1 - 0.4 \times (0.0027)) = 0.089 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.83 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_a}{z} - N_u \right) \text{ (- compression)}$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.83} \left(\frac{0.26 \times 10^{-3}}{0.089} - 2.311 \times 10^{-3} \right) = 1.75 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.09 \times \frac{2.1}{400} = 1.08 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_{st} \geq 1.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Donc on prend $A_{st} = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

❖ **ELS :**

✚ **Vérification des contraintes**

Le type et le nombre d'armatures choisies seront acceptables si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{N_s \times (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = \min(2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}})$$

$$\eta = 15$$

$$M_s = 0.098 \text{ KN. m.}$$

$$N_s = 1.712 \text{ KN.}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.098}{1.712} = 0.057 \text{ m.}$$

$$P = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6A_1\eta}{b} \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right).$$

$$P = -3 \left(0.057 - \frac{0.1}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 15}{1} \times \left(0.057 + 0.09 - \frac{0.1}{2} \right).$$

$$P = 0.0016 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6A_1\eta}{b} \times \left(e + d - \frac{h}{2} \right)^2$$

$$q = 2 \left(0.057 - \frac{0.1}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 2.01 \times 10^{-4} \times 15}{1} \times \left(0.057 + 0.09 - \frac{0.1}{2} \right)^2$$

$$q = -0.00016 \text{ m}^2$$

🚦 La méthode des itérations successives

$$e = \sqrt[3]{-p \times e_1 - q}$$

on prend $e_1 = 0.5 \text{ m}$

$$0.5 \rightarrow 0.086$$

$$0.086 \rightarrow 0.028$$

$$0.028 \rightarrow 0.048$$

$$0.048 \rightarrow 0.043$$

$$0.043 \rightarrow 0.045$$

$$0.045 \rightarrow 0.045$$

On prend la valeur de $e_1 = 0.045 \text{ m}$.

$$X = h/2 + e_1 - e = 0.1/2 + 0.045 - 0.057 = 0.038 \text{ m}.$$

$$S = \frac{b \times x^2}{2} - \eta \times A_1 \times (d - x).$$

$$S = \frac{1 \times 0.038^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.09 - 0.038) = 0.00056 \text{ m}^3$$

3.4.6 Calcul des contraintes :

❖ **Béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times X}{S} = \frac{1.712 \times 10^{-3} \times 0.038}{0.00056} = 0.116 \text{ MPa}$$

❖ **Acier:**

$$\sigma_{st} = \eta - \frac{N_s \times (d - x)}{S} = 15 - \frac{1.712 \times 10^{-3} \times (0.09 - 0.038)}{0.00056} = 14.84 \text{ MPa}$$

🚦 Calcul des contraintes admissible:

❖ **Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

❖ **Acier:**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) = \min(2/3 * 400 , 110\sqrt{15 * 2.1}) = 266.66 \text{ MPa}$$

Donc les conditions sont vérifiées. La section et le nombre d'armature choisi sont acceptables

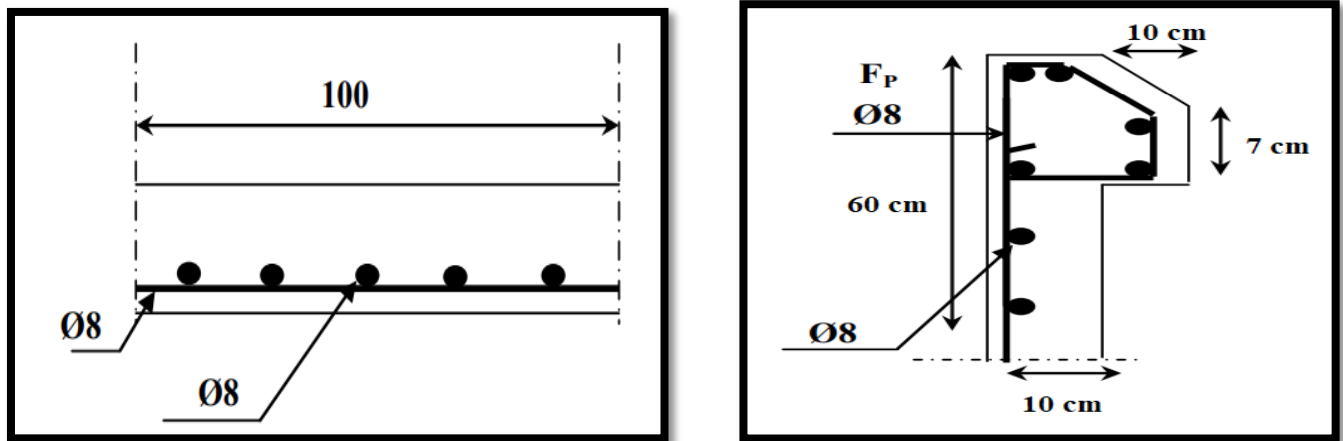


Figure 3.8: Ferrailage de l'acrotère

3.5 Etude d'escalier:

3.5.1 Introduction :

Un escalier se compose d'un certain nombre de marches on appelle emmarchement la longueur de ces marches ; la largeur d'une marche : g s'appelle le giron ; h est la hauteur d'une marche.

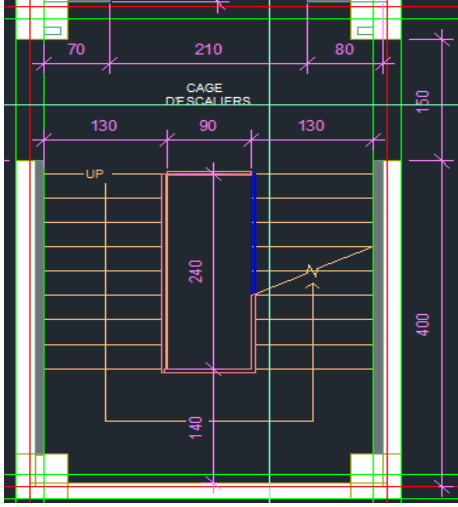
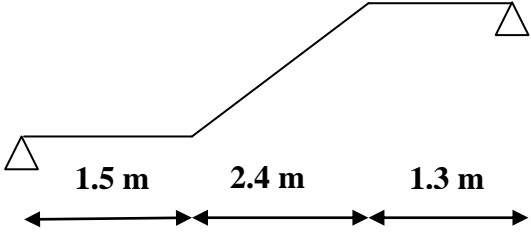
Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre. Le plafond qui montre sous les marches s'appelle paillasse. La partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche. La cage est le volume circonscrit à l'escalier. Les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite, courbe en hélicoïdale qu'on appelle le limon. La projection horizontale d'un escalier laisse au milieu un espace appelé : jour.

3.5.2 Calcul des sollicitations :

Tableau 3.12: évaluation des charges d'escalier

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
			q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)
Palier	4.56	2.5	9.90	7.06
Volé	7.64	2.5	14.06	10.14

Tableau 3.13: schéma d'escalier

Escaliers de SSol aux 10 ^{ème} étages	Volé
	

❖ Etude d'un type d'escalier (d'une seule volée)

- ELU

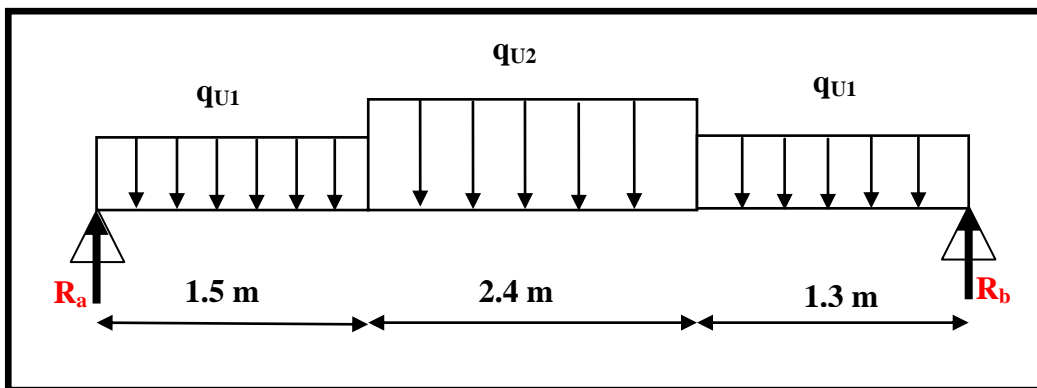


Figure 3.9: schéma statique d'un escalier à ELU

3.5.3 Déterminer des efforts internes:

✚ **Calcul des réactions**

$$\sum F/v=0 \quad R_a+R_b-(q_{up}*1.5)-(q_{uv}*2.4)-(q_{up}*1.3)=0$$

$$R_a+R_b-9.906*1.5-14.064*2.4-9.906*1.3=0$$

$$R_a+R_b-61.4874=0$$

$$\sum M/b=0 \quad 5.2R_a- q_{up}*(1.5)*(0.75+2.4+1.3)- q_{uv}*(2.4)*(1.2+1.3)- q_{up}*(1.3)*(0.65)=0$$

$$5.2*R_a-158.876=0$$

Donc:

$$R_a=30.55KN \text{ et } R_b=30.937KN$$

Tableau 3.14: Les valeurs du moment fléchissant et l'effort tranchant à ELU

Distance	Schéma statique	Effort tranchant T	Moment fléchissant M
$0 \leq x \leq 1.5$		$T(x) = R_a - q_{up} * x$ $T(0) = 30.55 \text{ KN}$ $T(1.5) = 15.691 \text{ KN}$	$M_f(x) = R_a * x - q_{up} * x^2 / 2$ $M_f(0) = 0 \text{ KN.m}$ $M_f(1.5) = 34.68075 \text{ KN.m}$
$1.5 \leq x \leq 3.9$		$T(x) = R_a - q_{up} * (1.5) - q_{uv} * (3.9 - 1.5)$ $T(1.5) = 15.691 \text{ KN}$ $T(3.9) = -18.067 \text{ KN}$	$M_f(x) = R_a * x - q_{up} * (1.5) * (x - 0.75) - q_{uv} * (x - 1.5)^2 / 2$ $M_f(1.5) = 34.68 \text{ KN.m}$ $M_f(3.9) = 31.8348 \text{ KN.m}$
$0 \leq x \leq 1.3$		$T(x) = R_b - q_{up} * x$ $T(0) = -30.9374 \text{ KN}$ $T(1.3) = -18.067 \text{ KN}$	$M_f(x) = R_b * x - 9.906 * x^2 / 2$ $M_f(0) = 0 \text{ KN.m}$ $M_f(1.3) = 31.84 \text{ KN.m}$

• **Détermination de M_{max} :**

pour $T(x) = 0$:

$$R_a - q_{up} * 1.5 - q_{uv} * (x - 1.5) = 0$$

$$30.55 - 14.859 - 14.064 * (x - 1.5) = 0$$

$$x = 2.61$$

$$M_{max} = M(2.61) = 30.55 * 2.61 - 9.906 * 1.5 * 1.86 - 14.064 * (2.61 - 1.5)^2 / 2$$

$$M_{max} = 43.4415 \text{ KN.m}$$

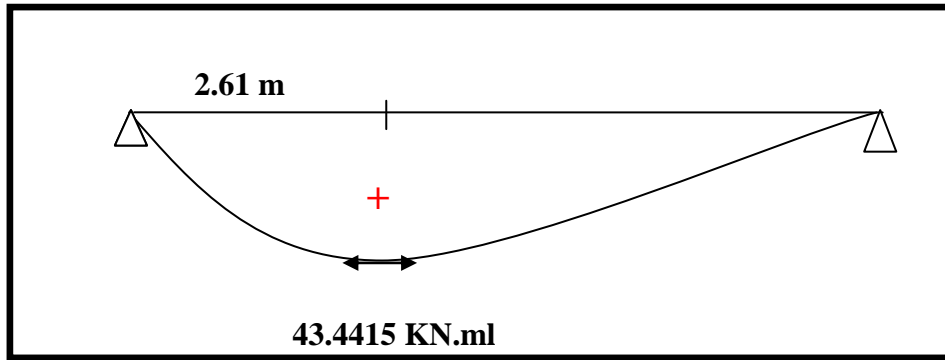


Figure 3.10: Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

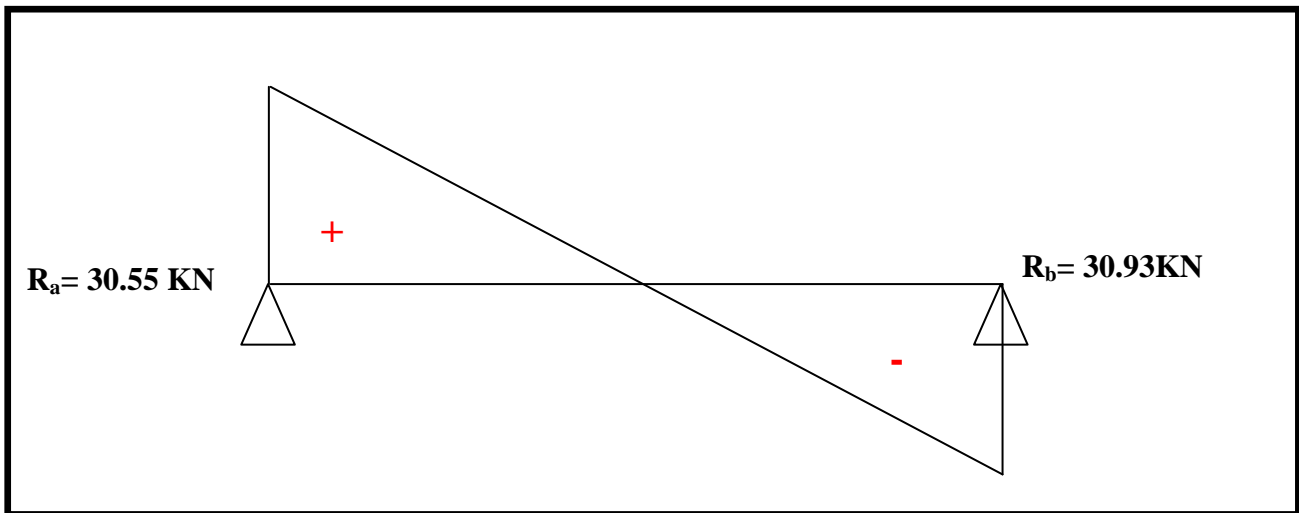


Figure 3.11: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

ELS

$R_a=21.90\text{KN}$ et $R_b=22.204\text{KN}$

• **Détermination de M_{\max} :**

pour $T(x)=0$:

$$R_a - q_{sp} * 1.5 - q_{sv} * (x - 1.5) = 0$$

$$21.9 - 10.59 - 10.14 * (x - 1.5) = 0$$

$$X = 2.61$$

$$M_{\max} = M(2.61) = 21.9 * 2.61 - 7.06 * 1.5 * 1.86 - 10.14 * (2.61 - 1.5)^2 / 2$$

$$M_{\max} = 31.222 \text{KN.ml}$$

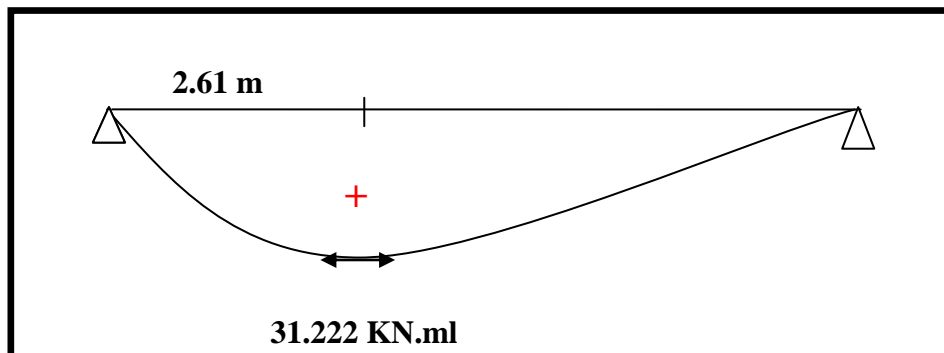


Figure 3.12: Diagramme de moment fléchissant à l'ELS

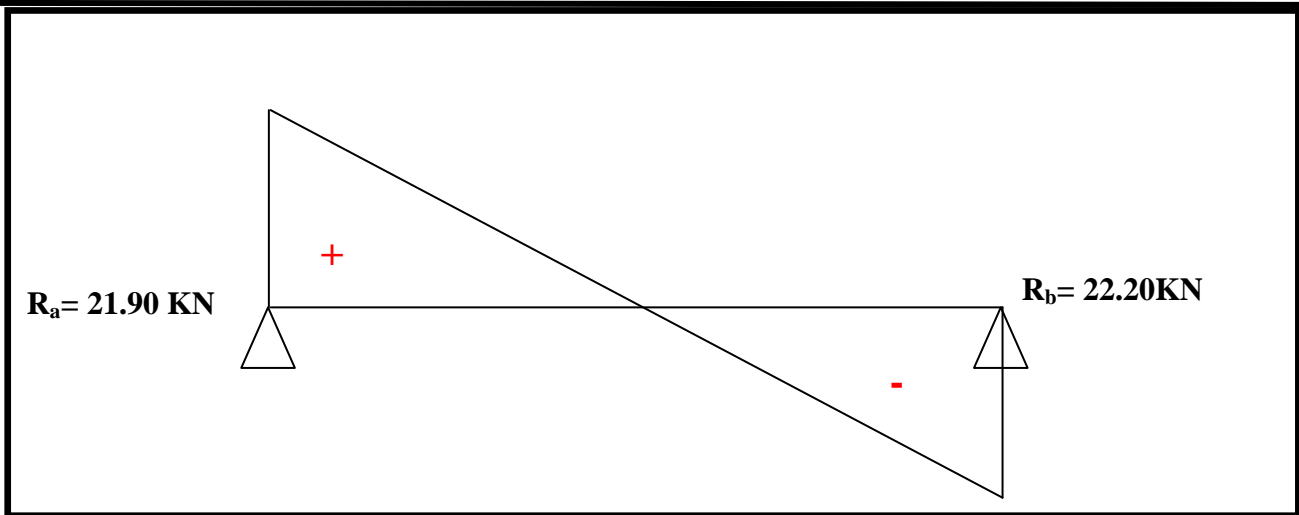


Figure 3.13.: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

3.5.4 Calcul de ferrailage

✚ Ferrailage longitudinale

- ELU

- a) En travée

$h = 0.12 \text{ m}$, $b = 1 \text{ m}$, $d = 0.108 \text{ m}$, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$, $f_{bc} = 14.17 \text{ MPa}$, $\sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$

$M_t = 0.85 \text{ Mmax} = 0.85 (43.445)$

$M_t = 36.92 \text{ KN.m}$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} \Rightarrow \mu = \frac{36.92 \times 10^{-3}}{1 \times (0.108)^2 \times 14.17}$$

$\mu_u = 0.223 < \mu_R \Rightarrow$ simple armature

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.325$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha)$$

$$z = 0.108 (1 - 0.4 (0.325))$$

$$z = 0.093 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z}$$

$$A_{st} = \frac{36.92 \times 10^{-3}}{347.82 \times 0.093}$$

$$A_{st} = 11.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0.23 b d f_{28} / f_e = 0.23 * 1 * 0.108 * \frac{2.10}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{\min}$$

Donc en prend $A_{st} = 10 \text{ T14} / \text{ml} = 15.39 \text{ cm}^2$

$$A_r = 15.36 / 4 = 3.84 \text{ cm}^2$$

Les armatures de répartition $A_r = 4 \text{ T12} / \text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2$

- **L'espacement:**

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

$$e \leq (36; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

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

- b) En appuie

$$M_{uA} = 0.5 M_{\max} = 0.5 (43.445) .$$

$$M_{uA} = 21.7225 \text{KN}$$

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b * d^2 * 14.17} = \frac{21.7225 * 10^{-3}}{1 * (0.108)^2 * 14.17}$$

$$\mu_u = 0.1314$$

$$\mu_u < \mu_r 0,392 \Rightarrow \text{section simple armature}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0.175$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0.108 (1 - 0.4 (0.175))$$

$$z = 0.1004 \text{ m.}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} * z} = \left[\frac{0.0217}{347,82 * 0,1004} \right]$$

$$A_{st} = 6,21 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Donc ; en prend; } A_{st} = 8\text{T12/ml} = 9.03 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq 0.23 b d f_{t28} / f_c = 0.23 * 1 * 0.108 * \frac{2.10}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} > A_{\min}$$

$$A_r = 9.03/4 = 2.257 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition 3T12/ml

- **L'espacement:**

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

$$e \leq (36; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

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

- **Vérification à l'E.L.S:**

- En travée:**

✓ **Vérification des contraintes:**

position de l'axe neutre:

$$x = n * \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * b * d * A_{st}}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{0.001539}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 1 * 0.108 * 0.001539}{15 * 0.001539^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0.049$$

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 1 * \frac{0.049^3}{3} + 15 * 0.00153 * (0.108 - 0.049)^2$$

$$I = 0.00019 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 6.84 < 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 123.606 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 * f_c ; 110 * (n * f_{t28})^{1/2})$$

avec $n = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st}=201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st}=123.606 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \text{CV}$$

b) En appuie:

✓ **Vérification des contraintes:**

position de l'axe neutre:

$$x = n * \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2*b*d*A_{st}}{n*(A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{0.000903}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2*1*0.108*0.000903}{15*0.00093^2}} - 1 \right)$$

$$x=0.042 \text{ m}$$

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 1 * \frac{0.042^3}{3} + 15 * 0.00093 * (0.108 - 0.042)^2$$

$$I=0.0000836 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 7.833 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = n * M_s * (d - x) / I$$

$$\sigma_{st} = 184.855 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 184.855 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \text{CV}$$

✓ **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b * d} = \frac{0.03093}{1 * 0.108}$$

$$\tau_u = 0.043 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) .$$

Donc:

$$0.15 f_{c28} / \gamma_b = 0.15 * 25 / 1.50 = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min (2.5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} .$$

$$\text{Donc ; } \bar{\tau}_u = 2.5 > \tau_u = 0,043 \Rightarrow \text{CV}$$

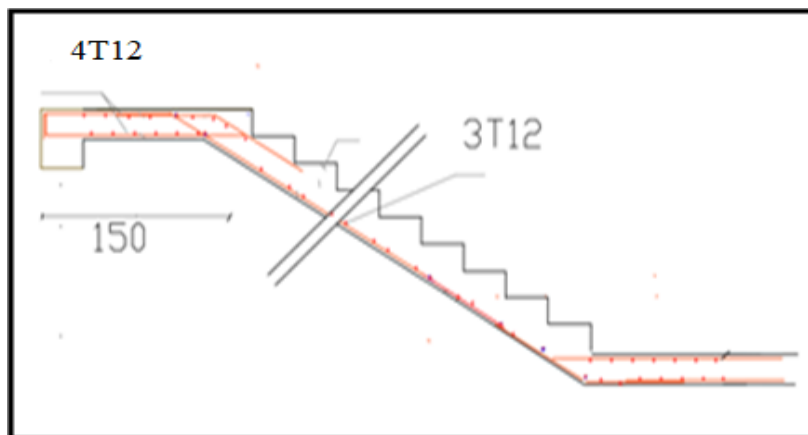


figure 3.14: :Schéma de ferrailage de la volée

3.6 Etude de la poutre palière:

3.6.1 Pré dimensionnement:

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

$$\frac{380}{15} \leq h_t \leq \frac{380}{10}$$

On adoptera: $h_t = 35$ cm.

La largeur «b» est choisie selon:

$$0.3h \leq b \leq 0.8h$$

On prendra:

$b = 30$ cm.

$h = 35$ cm

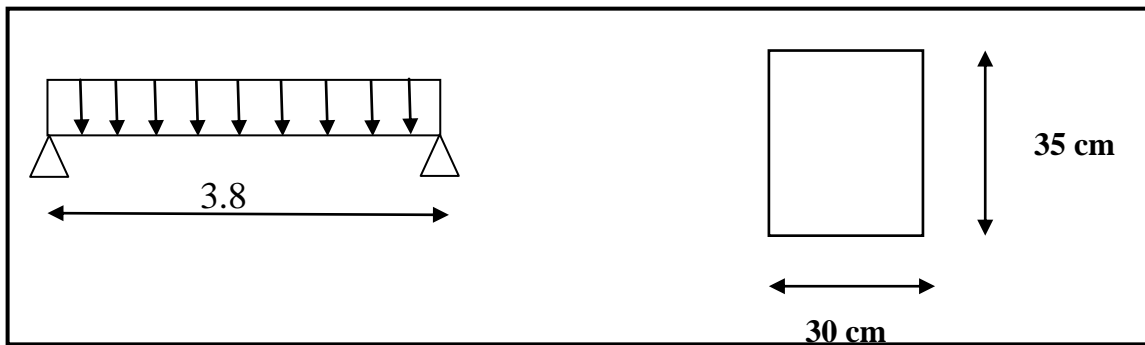


Figure 3.15:Schéma de la poutre palière

3.6.2 Descente des charges:

❖ Charge permanente (G):

- Poids propre de la poutre: $G_p = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 0.315$ KN/ml
- Poids de mur sur palier: $G_{mur} = 5.89(3.06 - 0.4)/2 = 7.83$ KN/ml
- Réaction de palier sur poutre palière: $T_{u_{max}} = Rb/(l/2) = 30.937/1.9 = 4.07$ KN/ml

❖ Combinaison d'action:

🚧 E.L.U:

$$q_u = 1.35 G + T_{u_{max}}$$

Donc:

$$q_u = 1.35 (10.83) + 4.07$$

$$q_u = 18.69$$
 KN/ml .

🚧 E.L.S:

$$q_s = G + T_{s_{max}}$$

$$T_{s_{max}} = 22.204 / (3.8 / 2)$$

$$T_{s_{max}} = 2.92$$
KN/ml

Donc:

$$q_s = (3 + 7.83) + 2.92$$

$$q_s = 13.758$$
KN/ml

3.6.3 Calcul de ferrailage

❖ P.E.L.U:

$$M_{u_{max}} = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_{u_{max}} = 33.735$$
KN.ml

$$M_{s_{max}} = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

$$M_{s_{max}} = 24.833$$
 KN.ml

a) En travée :

$$M_{ut} = 0.85 M_{umax} = 0.85 \times 33.735$$

$$M_{ut} = 28.674 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times 14.17} = \frac{28.674 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0,052 < \mu_R$$

Donc:

les armatures comprimés ne sont pas nécessaire (simple armature).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0.075$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.36(1 - 0.4 \times 0.075)$$

$$Z = 0,35\text{m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z} = \left[\frac{28.674 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,35} \right]$$

$$A_{st} = 2,3 \text{ cm}^2$$

Donc

$$\text{En prend: } A_{st} = 4 \text{ T } 12 / \text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \frac{0.23 b d f_{tj}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0,3 \times 0.36 \times 2.10}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,3 \quad \text{C.V}$$

b) On appuis:

$$M_{ua} = 0,5 \times 33.735$$

$$M_{ua} = 16,86 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{16.86 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0.0306$$

$$\mu_u = 0.0363 < \mu_R$$

Donc; les armatures comprimés ne sont pas nécessaires (simple armature).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \times z} = \left[\frac{16,86 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,35} \right]$$

$$A_{st} = 1,3 \text{ cm}^2$$

On prend

$$A_{st} = 3 \text{ T } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq \frac{0.23 b d f_{tj}}{f_e} = 0.23 * 0.30 \times 0.36 \times \frac{2.10}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.3 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

- ❖ **Vérification à l'E.L.S:**

- a) en travée:

Vérification des contraintes:

position de l'axe neutre:

$$x = n * \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * D * d * A_{st}}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{0.000452}{0.3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 0.3 * 0.36 * 0.000452}{15 * 0.000452^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0.107 \text{ m}$$

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 0.3 * \frac{0.107^3}{3} + 15 * 0.000452 * (0.36 - 0.107)^2$$

$$I = 0.000556 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 4.062 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 144.073 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 * f_c ; 110 * (n * f_{t28})^{1/2}) \text{ avec } n = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 144.073 \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \text{CV}$$

b) en appuie:

✓ **Vérification des contraintes:**

position de l'axe neutre:

$$x = n * \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * D * d * A_{st}}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{0.000339}{0.3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 0.3 * 0.36 * 0.000339}{15 * 0.000339^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0.09 \text{ m}$$

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 0.3 * \frac{0.09^3}{3} + 15 * 0.000339 * (0.36 - 0.09)^2$$

$$I = 0.0004429 \text{ m}^4$$

La contrainte admissible de béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 4.29 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 192.978 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 192.978 \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \text{CV}$$

✓ **Les armatures transversales:**

$$\varnothing_t \leq \min(h/35; b/10; \varnothing_{L \min}) = \min(1.142; 3; 1.2) \text{ cm}$$

\varnothing_l : Diameter minimal des Armatur longitudinal

En adopte

$$\varnothing_t = 8 \text{ mm}$$

✓ **calcule les espacements des cadres:**

D'après le R.P.A on a:

$$S_t \leq (h/4, 12 * \varnothing_{l \min}, 30 \text{ cm}) \quad (\text{zone nodale})$$

$$S_t \leq (40/4, 12 * 1.2, 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 10 \text{ cm}$ pour la zone nodale

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{ (zone courante)}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$ pour la zone courante.

✓ **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b * d}$$

$$\tau_u = 0,082 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{1.5 f_{c28}}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min (2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2.5 \text{ Mpa.}$$

Donc :

$$\overline{\tau_u} = 2.5 > \tau_u = 0,082 \Rightarrow \text{C.V}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

$$\frac{h}{L} \geq \left(\frac{1}{18} \right) * \frac{M_s}{M_u} \quad \text{et} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

h : hauteur

$$h = 0.4 \text{ m.}$$

L : distance entre appuis

$$L = 3.8 \text{ m.}$$

$$\frac{0.4}{3.8} \geq \left(\frac{1}{18} \right) * \left(\frac{21.10}{28.674} \right) \Rightarrow 0,105 > 0,040 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{0.4}{3.8} \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow 0,105 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas utile de calculer la flèche de la poutre palière

✓ **Ancrage d'armature:**

La contrainte limite d'adhérence donnée par:

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{tj}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les armatures à haute adhérence

τ_{su} : Contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times (2,1) = 2,835 \text{ Mpa}$$

✓ **Longueur de scellement droit:**

$$l_s = \emptyset * \frac{f_e}{4 * \tau_s}$$

$$l_s = 1.2 * \frac{400}{4 * 2.835}$$

Donc:

$$l_s = 42.32$$

on prend $l_s = 50 \text{ mm}$

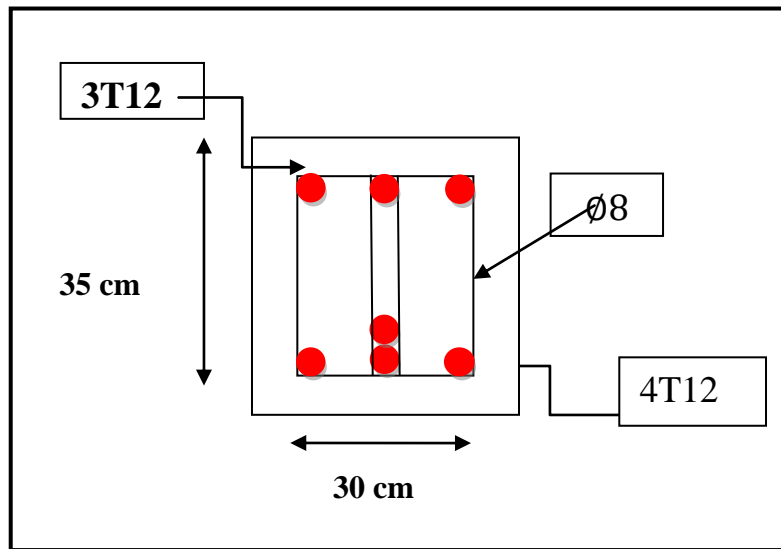


Figure 3.16: Schéma de ferrailage.

3.7 Etude de mur de soutènement : (sous sol)

Un mur de soutènement c'est un élément structurel verticale est construit en béton arme a sa forme T renverse ou de L. on a ajoute a notre bâtiment pour résister aux forts des poussées de terre .nous l'avons mis autour de cote ou on a le remblais de même niveau de sous sol .

1) Dimensions du mur de soutènement :

- On va faire les calculs pour une bande de 1ml.

$h=2.03\text{ m}$

la surcharge: $q=10\text{KN/m}^2$

$e=H/24$ (cour mécanique de sol) $\Rightarrow e=3.53/24=0.147\text{ m}$

On considère 0.15 m comme épaisseur de notre mur de soutènement.

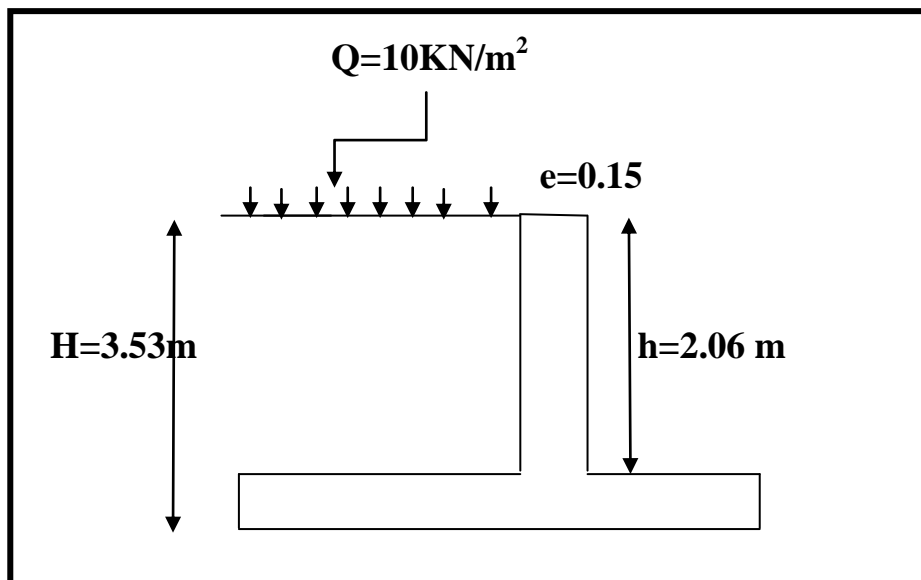


Figure 3.17 : dimensions du mur de soutènement

2) évaluation des charges et surcharges :

- la poussée des terres :

Les caractéristiques du sol :

Poids volumique de sol $=19.4\text{ KN/m}^3$

Angle de frottement $= 30^\circ$

Cohésion $=0.39^\circ$

- la force de poussé active

$$G = \gamma * h * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 * C * tg\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 19,4 * 3,06 * tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) - 2 * 0,39 * tg\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 19,34 \text{ KN/m}^2$$

• La surcharge :

$$Q = q * tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$Q = 10 * tg^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) = 3,33 \text{ KN/mm}^2$$

3) Calcul de ferrillage :

Notre mur de soutènement est appuie en trois cotes par des contreforts on extrémité et fondation dans la partie inferieure.

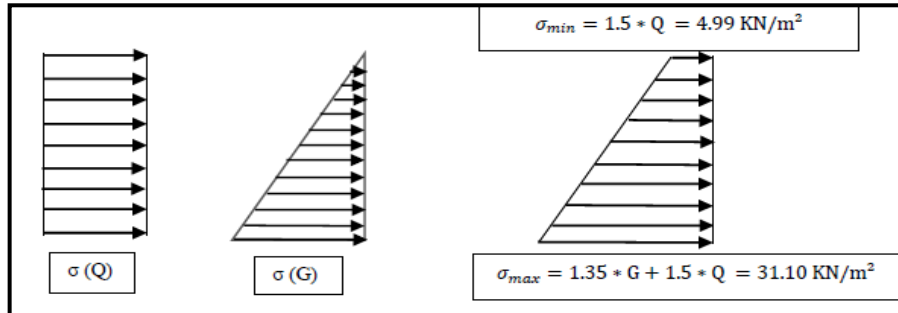


Figure 3.18: Répartition des contraintes sur le mur.

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 * 31,10 + 4,99}{4} = 24,57 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} * 1mml = 24,57 * 1 = 24,57 \text{ KN/mml}$$

On va calculer les moment suivant les deux directions x et y tel que $l_y=5.5\text{m}$ et $l_x=3.06 \text{ m}$, est calculé par ces formules

$$M_{ty1} = \frac{(q * l_x^2)}{9}$$

$$M_{ty2} = \frac{(q * l_x^2)}{4.5}$$

$$M_{tx} = \frac{(q * l_x^2)}{4} * \left(\frac{l_y}{l_x} \frac{4}{3}\right)$$

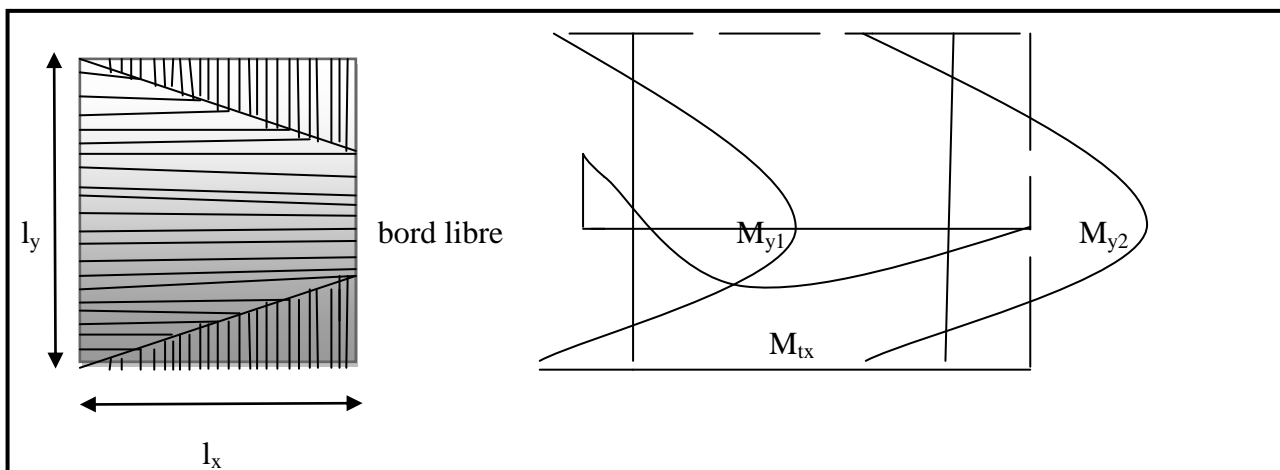


Figure 3.19: cas de dalle plein sur 3 appuies soumis a des charges uniformément reparties.

M_{tx} : C'est le moment fléchissant suivant x.

M_{ty} : C'est le moment fléchissant suivant y.

ElU:

$$M_{ty1} = \frac{(24.57 * 3.06^2)}{9}$$

$$M_{ty1} = 25.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty2} = \frac{(24.57 \cdot 3.06^2)}{4.5}$$

$$M_{ty2} = 51.125 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = \frac{(24.57 \cdot 3.06^2)}{4} * \left(\frac{5.5}{13.06} - \frac{4}{3} \right)$$

$$M_{tx} = 28.18 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

- Acier en travée « sens L_y » :

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

Avec :

$$b = 1 \text{ ml}$$

$$d = 0,9 \cdot 0,15 = 0,135 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{51.125 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,135)^2 \cdot 14,17} = 0,196 < \mu_R \text{ section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \cdot$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,196}) = 0,275$$

$$Z = d * (1 - 0,4 * \alpha) \quad z = 0,135 * (1 - 0,4 * 0,275) = 0,12 \text{ m}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{z * \sigma_{st}}$$

$$A_{ty} = \frac{51.125 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 348} = 0,00122 \text{ m}^2/\text{ml} = 12,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On va ferrailer avec 9T16=18.10 cm²

- Acier en travée « sens L_x » :

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{28.18 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot (0,135)^2 \cdot 14,17} = 0,112 < \mu_R \text{ section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \cdot$$

$$\alpha = 1,25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0,112}) = 0,148$$

$$z = d * (1 - 0,4 * \alpha)$$

$$z = 0,135 * (1 - 0,4 * 0,148) = 0,127 \text{ m}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{z * \sigma_{st}}$$

$$A_{tx} = \frac{28.18 \cdot 10^{-3}}{0,127 \cdot 348} = 0,00063 \text{ m}^2/\text{ml} = 6.3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On va ferrailer avec 8T12=9.03 cm²

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 b d f_{ij} / f_e = 0.23 \times 1 \times 0.135 \times 2.10 / 400 = 0.00016 \text{ m}^2$$

$A_{st} > 0.00016$ suivant l_x et l_y .

- **l' espacement :**

Selon L_x et l_y :

$$e \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(60 ; 45)$$

on va prendre comme une espace $e = 20 \text{ cm}$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{\max} = G + Q = 19,34 + 3,33 = 22,67 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 3,33 \text{ KN/mm}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \cdot 22,67 + 3,334}{4} = 17,84 \text{ KN/mm}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} * 1 \text{ ml} = 17,84 * 1 = 17,84 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ty1} = \frac{(q_s \cdot l_x^2)}{9}$$

$$M_{ty1}=18.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty2} = \frac{(q_s * l x^2)}{4.5}$$

$$M_{ty2} = 37.12 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = \frac{(q_s * l x^2)}{4} * \left(\frac{l_y}{l_x} \frac{4}{3} \right)$$

$$M_{tx} = 19.20 \text{ KN.m}$$

a) en travée :

◆ selon l_y

position de l'axe neutre :

$$x = n * \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * b * d * A_{st}}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{0.001810}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 1 * 0.135 * 0.001810}{15 * 0.001810^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0.062 \text{ m}$$

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 1 * \frac{0.062^3}{3} + 15 * 0.001810 * (0.135 - 0.062)^2$$

$$I = 0.00022 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 10.46 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 184.75 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 * f_e ; 110 * (n * f_{t28})^{1/2}) \text{ avec } n = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 184.75 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \text{CV}$$

◆ Selon l_x

Position de l'axe neutre :

$$x = n * \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * b * d * A_{st}}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{0.000903}{1} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 1 * 0.135 * 0.000903}{15 * 0.000903 * 0.000903}} - 1 \right)$$

$$x = 0.048 \text{ m}$$

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 1 * \frac{0.048^3}{3} + 15 * 0.000903 * (0.135 - 0.048)^2$$

$$I = 0.000138 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 6.67 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 181.5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 * f_e ; 110 * (n * f_{t28})^{1/2}) \text{ avec } n = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 181.5 \text{ Mpa} < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \text{CV}$$

• **Vérification a l'effort tranchant :**

$$T_y = \frac{(q_u * l_x)}{3}$$

$$T_y = 25.06 \text{ KN}$$

$$T_x = \frac{q_u * l_y * l_x}{2 * l_x + l_y}$$

$$T_x = 35.58 \text{ KN}$$

$$\tau = \frac{T}{b * d}$$

◆ Selon l_y :

$$\tau = 0.185 \text{ MPa}$$

◆ Selon l_x :

$$\tau = 0.263 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau} = \min(0.15 * f_{c28} / Y_b ; 4 \text{ MPa})$$

$$\overline{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau < \overline{\tau}$ condition verifie dans deux direction tel que :

◆ Selon y

$$\tau = 0.1858 \text{ MPa} < \overline{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

◆ Selon x

$$\tau = 0.263 \text{ Mpa} < \overline{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

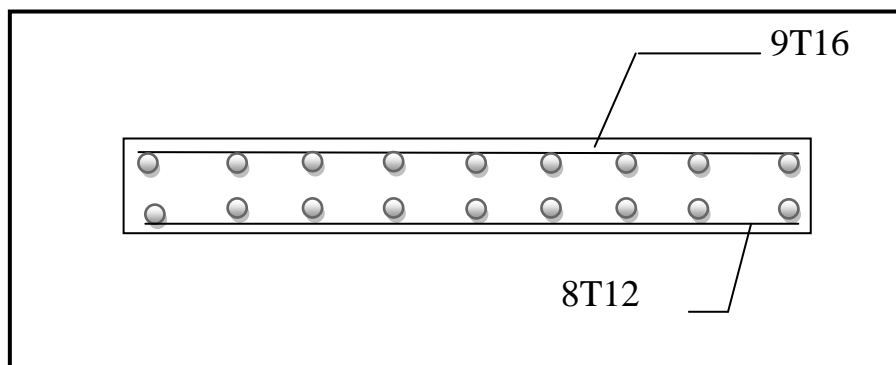


Figure 3.20 : Schéma de ferrailage de mur de soutènement.

3.8 Conclusion

Le but de ce chapitre est de déterminer les armatures nécessaires pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires. Et ceci on réponds a toutes les exigences du R.P.A99 V 2003, B.A.E.L99, et le C.B.A93.

Le calcul des éléments secondaires est une étape incontournable dans le calcul d'une structure.



ETUDE
DYNAMIQUE

CHAPITRE IV

4.1 Introduction:

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées

4.2 L'objectif de l'étude dynamique:

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non-amortie.

Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure demande un calcul très précis. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier le problème pour pouvoir l'analyser

4.3 Méthode de calcul:

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ✓ Méthode statique équivalente

A. méthode statique équivalente:

• Principe de méthode:

Dans cette méthode, le 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 considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

• Modélisation:

Le modèle du bâtiment à utiliser dans chacune des deux directions de calcul est plan; les masses sont supposées concentrées au centre de gravité des planchers présentant un seul degré de liberté + translation horizontale par niveau. La rigidité latérale des moments porteurs du système de contreventement est calculée à partir des sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie. Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

• Domaine d'application :

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont citées dans l'article (4.1.2) du RPA 99, page 39.

Ces conditions sont restées inchangées dans la version 2003.

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

- ✚ Le bâtiment étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zone (I et II) et 30m en zone (III)
- ✚ Le bâtiment étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en (A), les conditions complémentaires :

Zone I :

Tous groupes.

Zone II :

Groupe d'usage 3.

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone III :

Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

B. Méthode d'analyse modale spectrale:

- **Principe de méthode:**

Par cette méthode, 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.

- **Modélisation:**

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

- **Domaine d'application:**

La méthode statique équivalente n'est plus applicable :

- ✚ Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de libertés (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).
- ✚ La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale au moins à 90% de la masse totale de la structure.
- ✚ Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- ✚ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

C. Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes:

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

4.4 Modélisation de la structure étudiée:

Avec une modélisation adéquate de la structure, on peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres d'une structure donnée.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel SAP2000 version 14 pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage qui permettent de simplifier suffisamment le problème.

4.5 Description de logiciel SAP 2000:

SAP 2000 est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des structures. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations

4.6 Modélisation de la masse

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ (RPA99/version2003) (dans notre cas $\beta=0,2$) ; correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5 \text{ T/m}^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées. L'estimation de l'effort sismique est faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées : (Méthode statique équivalente, Méthode modale spectral).

4.7 le choix de la méthode de calcul :

Le choix de la méthode de calcul dépend des conditions d’applications, dans notre cas Tlemcen est classé comme zone sismique I groupe d’usage 2 (ouvrage courant ou d’importance moyenne).

Bâtiment d’habitation collective ou a usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

4.8 La méthode dynamique modale spectrale :

4.8.1 Le spectre de réponse

Selon le RPA99V2003 l’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A (1 + \frac{T}{T_1} (2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) (\frac{Q}{R}) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) (\frac{Q}{R}) (\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25A) (\frac{Q}{R}) (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

A : coefficient d’accélération de zone

D : facteur d’amplification dynamique moyen

R : coefficient de comportement global de la structure, dépend du mode de contreventement

W : le poids de la structure

Q : facteur de qualité

4.8.2 Classification du site :

Selon le RPA99V2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols.

D’après le rapport de sol fournis par le laboratoire le sol est un sol meuble , catégorie S3 .

4.8.3 Détermination des facteurs:

 **Coefficient d’accélération de zone :**

Il dépend du groupe d’usage de la structure et de la zone sismique (donner par le tableau 4-1 RPA99V2003)

Zone I

Groupe d’usage II (ouvrage courant ou d’importance moyenne bâtiment d’habitation collective ou a usage de commerciale dont la hauteur ≤ 48 m)

Donc A= 0.1

 **Facteur d’amplification dynamique :**

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (\frac{T_2}{3})^{2/3} (\frac{3}{T})^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

 **Les périodes caractéristiques T₁ et T₂ :**

Pour un site du type S₃ : T₁ = 0.15 s ; T₂ = 0.5s (tableau 4-7 RPA99V2003)

 **Coefficient d’amortissement η:**

Le coefficient d’amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\epsilon}} = 0.76 \quad (\epsilon = 10\%)$$

ε (%) est le pourcentage d’amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l’importance des remplissages.

ε = 10% Pour un contreventement mixte (η= 0.76) (tableau 4-7 RPA99V2003)

🚧 Coefficient de comportement R :

Dépend de la nature du contreventement (tableau 4-3 du RPA99V2003) Le règlement parasismique algérien contient trois systèmes différents de contreventement avec voiles :

- ✓ **Systèmes (2):** C'est un système constitué par des voiles porteurs en béton armé, les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ **Système (4.a):** C'est un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction Portiques-Voiles, Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ **Système (4.b):** C'est un système de contreventement par des voiles en béton armé. Les voiles doivent reprendre aux plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales, Ce système limite les bâtiments en hauteur de 33 m ou 10 niveaux au maximum.

Dans notre cas nous avons un système de contreventement mixte (voiles/portiques) avec interaction donc on prend R=5

✓ **Le facteur de qualité Q :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Avec :

P_q: est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q (est satisfait ou non)

1. Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1,5.

✓ **Sens longitudinal (5 travée) :**

$$\frac{5}{5.3} = 0.94 \leq 1.5 \implies \text{CV}$$

$$\frac{5.3}{3.8} = 1.39 \leq 1.5 \implies \text{CV}$$

$$\frac{3.8}{5.3} = 0.71 \leq 1.5 \implies \text{CV}$$

$$\frac{5.3}{5} = 1.06 \leq 1.5 \implies \text{CV}$$

$$P_q = 0$$

✓ **Sens transversal (5 travée) :**

$$\frac{5.5}{5.9} = 0.93 \leq 1.5 \implies \text{CV}$$

$$\frac{5.9}{6.2} = 0.95 \leq 1.5 \implies \text{CV}$$

$$\frac{6.2}{5.9} = 1.05 \leq 1.5 \implies \text{CV}$$

$$\frac{5.9}{5.5} = 1.07 \leq 1.5 \implies \text{CV}$$

$$P_q = 0$$

2. Redondance en plan :

Chaque étage doit avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5

✓ **Sens longitudinal (5travée)**

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{5.3}{3.8} = 1.39 \leq 1.5 \implies \text{CV}$$

$$P_q = 0$$

✓ **Sens transversal (5 travée) :**

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{6.2}{5.5} = 1.12 \leq 1.5$$

CV

$$P_q = 0$$

3. Régularité en plan :

Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis des deux directions orthogonales.

L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

La structure a une forme compacte, et le rapport $\frac{\text{longueur}}{\text{largeur}} = \frac{29.30}{24.70} = 1.18$

La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

La surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% par rapport à ce dernier.

Donc le critère est observé

$$P_q = 0$$

4. Régularité en élévation :

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux n'est pas vérifiée.

La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.

La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

$$P_q = 0.05$$

5. Contrôle de la qualité des matériaux :

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

$$P_q = 0$$

6. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé car il est très difficile de contrôler tous les opérations dans un chantier et pendant toute la durée du projet sur toutes les journées hivernales donc CNV.

$$P_q = 0.1$$

Tableau 4.1: Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	P_q	
	Sur XX	Sur YY
1. condition minimale sur les files de contreventement	0	0
2. Redondance en plan	0	0
3. Régularité en plan	0	0
4. Régularité en élévation	0,05	0,05
5. contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. contrôle de la qualité l'exécution	0,1	0,1
$\sum P_q$	0,15	0,15

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.15 = 1.15$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 P_q = 1 + 0.15 = 1.15$$

4.9 Modélisation:

7. Disposition des voiles

Les différentes variantes sont les suivants :

❖ Sans voile

Période = 2.37 s

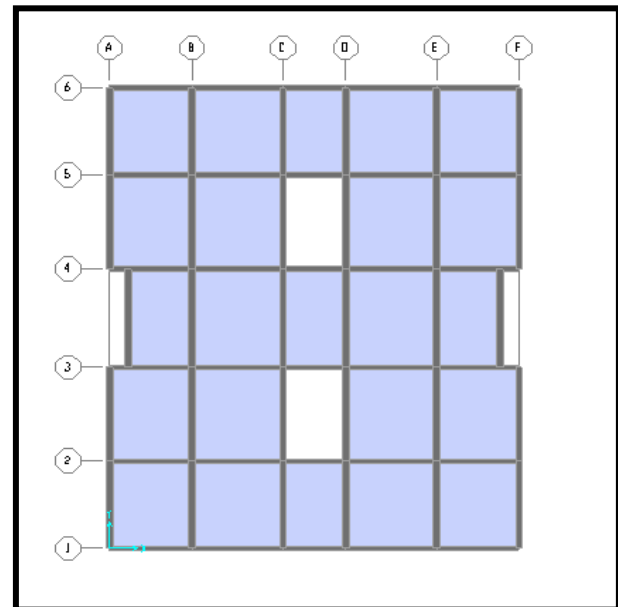
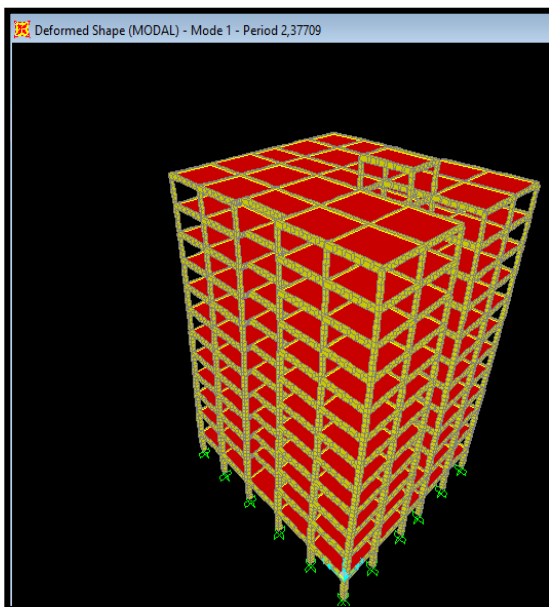


Figure 4.1: La structure sans voile

✓ Avec voile (variante 1):

On ajoute 30% des voile suivant l'axe (x-x) et 25% des voile suivant l'axe (y-y)

On trouve la Période = 1.76 s n'est pas vérifier

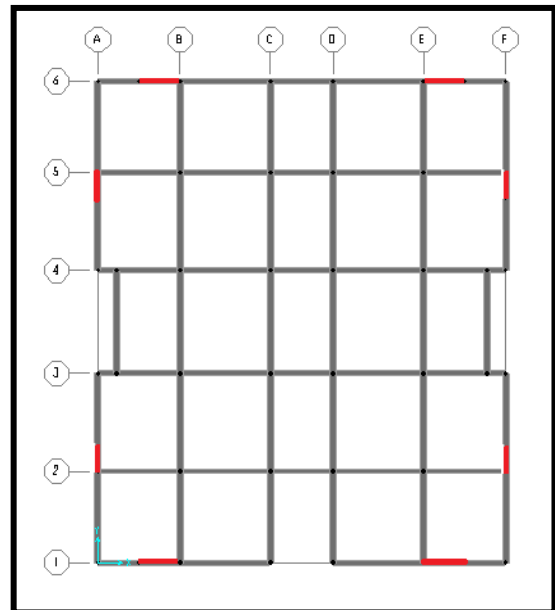
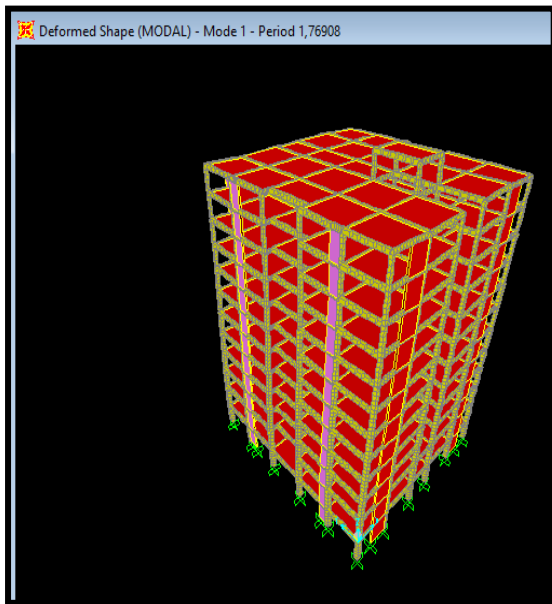


Figure 4.2: La structure avec voile (variante 1)

✓ **Avec voile (variante 2):**

On ajoute 50% des voile suivant l'axe (x-x) et 55% des voile suivant l'axe (y-y)

On trouve la Période = 1.25 s n'est pas vérifier

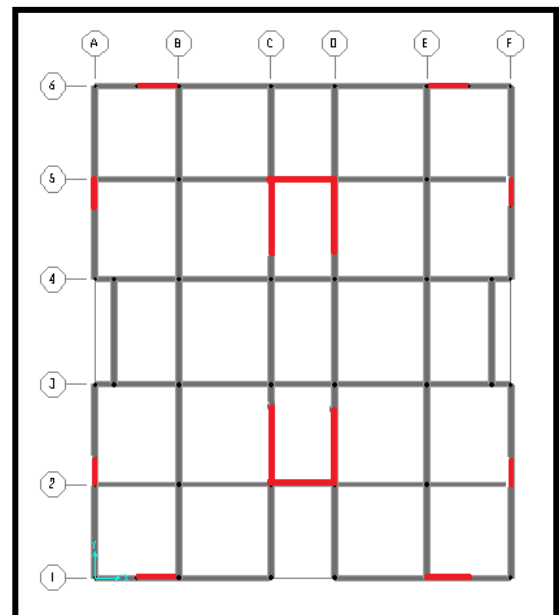
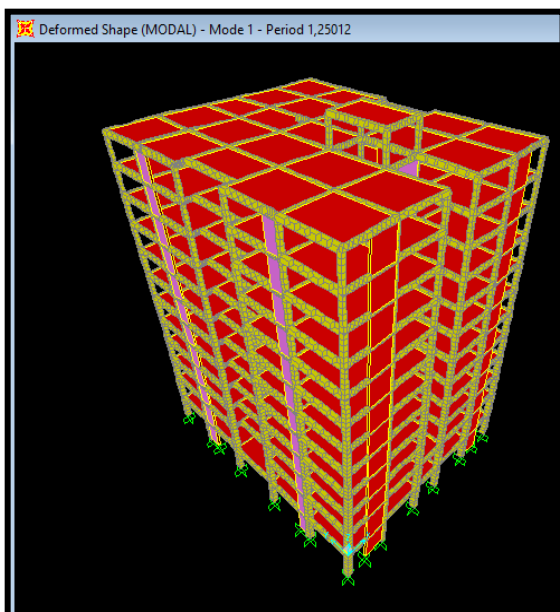


Figure 4.3: La structure avec voile (variante 2)

✓ Avec voile (variante 3):

On ajoute 60% des voile suivant l'axe (x-x) et 30% des voile suivant l'axe (y-y)

On trouve la Période = 1.08 s donc il est vérifié

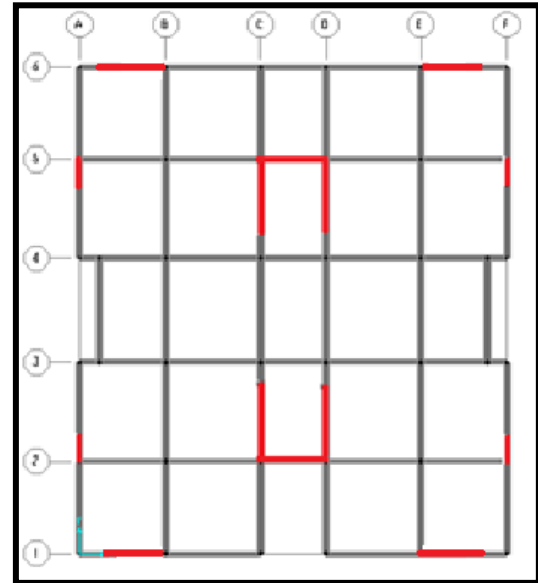
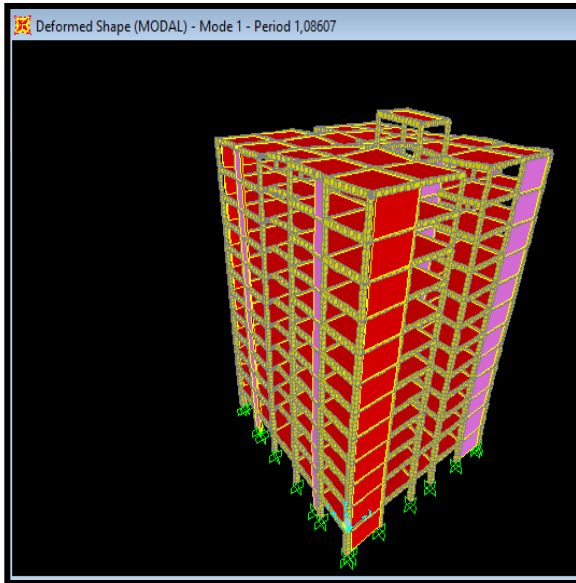


Figure 4.4: La structure avec voile (variante 3)

Période fondamentale de la structure = 1.08 s, on fait nos calculs avec cette période.

8. Participation massique :

D'après le RPA, il faut que la somme de la masse modale effective, atteigne 90% de masse totale de la structure suivant les deux directions. En utilisant le SAP2000, on va déterminer la participation massique pour chaque mode, est-elle est illustré dans le tableau ce qui suit

Tableau 4.2: variation de masse modale

TABLE: Modal Participation Mass Ratios

Output Case	StepType	StepNum	Période	U _X	U _Y	U _Z	SumU _X	SumU _Y
MODAL	Mode	1	1,086068	0.68078	0,0001	1,023E-11	6,452E-09	0,68217
MODAL	Mode	2	1,069804	0,00017	0.58533	2,009E-11	0,64979	0,68217
MODAL	Mode	3	0,921444	0,00001042	0,000006177	1,344E-15	0,6498	0,68217
MODAL	Mode	4	0,306598	1,014E-11	0,1604	9,039E-09	0,6498	0,84258
MODAL	Mode	5	0,255734	0,18772	5,893E-10	3,502E-10	0,83751	0,84258
MODAL	Mode	6	0,231187	0,00023	5,742E-07	1,428E-11	0,83774	0,84258
MODAL	Mode	7	0,165994	0,00003002	6,733E-07	0,16872	0,83777	0,84258
MODAL	Mode	8	0,165665	0,00004332	5,297E-07	0,12358	0,83782	0,84258
MODAL	Mode	9	0,158765	0,00321	7,304E-09	1,234E-07	0,84102	0,84258
MODAL	Mode	10	0,155537	0,000004555	0,00014	6,579E-08	0,84103	0,84272
MODAL	Mode	11	0,15523	0,00005859	0,000008941	1,65E-09	0,84109	0,84273
MODAL	Mode	12	0,151416	3,25E-10	0,01858	0,000004413	0,84109	0,86131
MODAL	Mode	13	0,144512	0,00057	9,713E-09	7,734E-07	0,84166	0,86131

MODAL	Mode	14	0,143447	2,728E-07	0,00001241	0,03275	0,86166	0,86132
MODAL	Mode	15	0,143345	0,00000441	6,655E-07	0,00159	0,88166	0,86132
MODAL	Mode	16	0,137656	8,195E-10	0,03827	0,00003776	0,88166	0,89959
MODAL	Mode	17	0,136143	8,051E-08	0,001	8,644E-07	0,89166	0,90059
MODAL	Mode	18	0,135979	3,287E-08	0,00216	0,000001833	0,90166	0,90275

- ✓ Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (x; x)
- ✓ Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (y; y)
- ✓ Le troisième mode est un mode de rotation autour de l'axe (z; z)

9. Période empirique

D'après le RPA 99 version 2003, on doit calculer la période empirique de la structure en utilisant 2 formules, et on prend la plus petite valeur, puis on la compare avec la période numérique

➤ **1 ère formule**

$$T_1 = C_T \times h_n^{3/4}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau 4.6 (RPA99 V2003).

Puisque notre bâtiment est assuré partiellement par des voiles en béton armé, donc C_T égale à 0.050.

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

Notre bâtiment est égal à 34.34 m.

➤ **2ème formule**

$$T_2 = 0.09h_n / \sqrt{D}$$

D : C'est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

10. La période dans le sens x

➤ **1ère formule :**

$$T_{x1} = 0.05 \times 34.34^{3/4}$$

$$T_{x1} = 0.709 \text{ s}$$

➤ **2ème formule**

$$T_{x2} = \frac{0.09 \times 34.34}{\sqrt{24.7}} = 0.62 \text{ s}$$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est :

$$T_x = \min(T_{x1} ; T_{x2}) = 0.62 \text{ s}$$

$$T_{x(\text{majoré})} = 1.3 \times 0.62 = 0.806 \text{ s}$$

 **La période dans le sens y**

➤ **1ère formule :**

$$T_{y1} = 0.05 \times 34.34^{3/4}$$

$$T_{y1} = 0.709 \text{ s}$$

➤ **2ème formule**

$$T_{y2} = \frac{0.09 \times 34.34}{\sqrt{29.3}} = 0.57 \text{ s}$$

La valeur la plus petite entre ces 2 valeurs c'est :

$$T_y = \min(T_{y1} ; T_{y2}) = 0.57 \text{ s}$$

$$T_{y(\text{majoré})} = 1.3 \times 0.57 = 0.741 \text{ s}$$

Donc: $T = \min(T_{x(\text{majoré})} , T_{y(\text{majoré})}) = 0.741 \text{ s}$

D'après le RPA99 version 2003, il faut comparer T_{num} avec $1.3T_{\text{emp}}$.

Tel que : il faut : $T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{emp}}$

$$T_{\text{analytique}} = 1.08 \text{ s} \geq 1.3T_{\text{emp}} = 0.741 \text{ s}$$

Donc: en calcul avec $1.3T_{emp} = 0.741 \text{ s}$

Méthode d'analyse modale spectrale :

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99/Vrsion2003, Avec :

Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone I et Groupe d'usage 2 $A = 0,1$

Pourcentage d'amortissement critique (ϵ) : Béton armé dense $\epsilon = 10\%$

Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site meuble(S3) $T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,50 \text{ s}$

Coefficient de comportement global de la structure (R) : $R = 5$

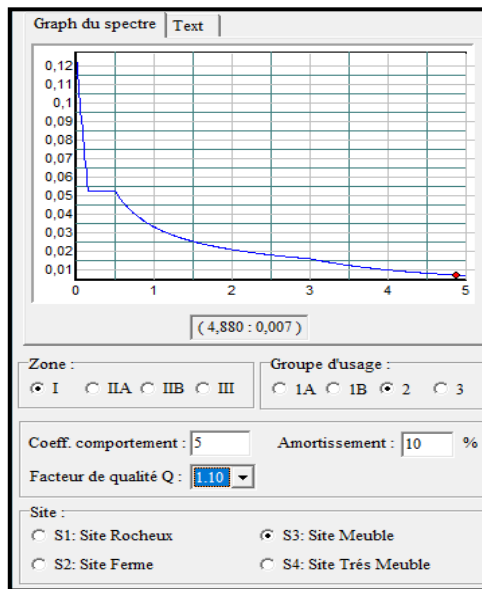


Figure 4.5: Spectre de réponse extrait de logiciel (RPA99 SPECTRE).

4.10 Calcule l'effort sismique:

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W_t$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W_t$$

Facteur d'amplification dynamique :

- Sens x:

$$T_2 \leq T_x \leq 3 \text{ s} \implies 0.5 \leq 0.62 \leq 3 \text{ s} \implies 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} \implies 2.5 * 0.76 * \left(\frac{0.5}{0.62} \right)^{2/3} \implies D_x = 1.64$$

- Sens y:

$$T_2 \leq T_y \leq 3 \text{ s} \implies 0.5 \leq 0.57 \leq 3 \text{ s} \implies 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} \implies 2.5 * 0.76 * \left(\frac{0.5}{0.57} \right)^{2/3} \implies D_y = 1.74$$

Poids totale de la structure :

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, le tableau présente les masses calculées par le SAP2000.

Tableau 4.3: Masse des différents niveaux

Niveau	Masse (tonne)	X (m)	Y (m)	Z (m)
Sous-sol	1123.69	12.38	14.50	0
RDC	909.09	12.40	14.50	3.74
1	840.25	12.40	14.50	6.80
2	891.26	12.40	14.50	9.86
3	883.89	12.40	14.50	12.92
4	877.22	12.40	14.50	15.98
5	870.22	12.40	14.50	19.04
6	864.59	12.40	14.50	22.10
7	856.12	12.40	14.50	25.16
8	853.35	12.40	14.50	28.22
9	848.09	12.40	14.50	31.28
10	793.42	12.47	14.63	34.34

$$V_x = \frac{0.1 \times 1.64 \times 1.15}{5} \times 10611.19 \times 9.81 = 3926.49 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.1 \times 1.74 \times 1.15}{5} \times 10611.19 \times 9.81 = 4165.91 \text{ KN}$$

4.11 Vérification et interprétation des résultats:

4.11.1 Vérification du coefficient de comportement R (R=5) :

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux; Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage. Du SAP2000 :

- **Charge horizontale:**

L'effort normal des voiles :

$$V_{x \text{ voile}} = 3496.01 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ voile}} = 3514.36 \text{ KN}$$

✓ **Suivant x :**

$$\frac{V_{x \text{ voile}}}{V_{x \text{ global}}} = \frac{3496.01}{3926.49} = 0.89 = 89\% \leq 20\% \text{ CNV}$$

✓ Suivant y :

$$\frac{V_{y \text{ voile}}}{V_{y \text{ global}}} = \frac{3516.36}{4165.91} = 0.84 = 84\% \leq 20\% \text{ CNV}$$

D'après l'article 4.a de RPA 99 V 2003 : Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé R=3,5

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

• **Charge verticale**

$$V_{\text{voile}} = 55561.989 \text{ KN}$$

$$V_{\text{globale}} = 114580.89 \text{ KN}$$

$$\frac{V_{\text{voile}}}{V_{\text{global}}} = \frac{55561.989}{114580.89} = 0.48 = 48\% > 20\% \text{ CV}$$

Donc en prend R= 3.5

On refait les calculs :

$$V_x = \frac{0.1 \times 1.64 \times 1.15}{3.5} \times 10611.19 \times 9.81 = 5609.27 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.1 \times 1.74 \times 1.15}{3.5} \times 10611.19 \times 9.81 = 5951.30 \text{ KN}$$

4.11.2 Distribution verticale de la force sismique:

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_1^N F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure.

$$F_t = 0.07 \times T \times V \rightarrow t > 0.7 \text{ s}$$

$$F_t = 0 \rightarrow t < 0.7 \text{ s}$$

Dans notre cas les deux sont inférieures à 0,7s

Donc :

$$F_t = 0$$

Les forces sismiques de chaque niveau sont données par la formule (4-11 RPA99v2003) :

$$F_i = \frac{(v - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

La répartition des efforts élastiques dans les deux directions, est représentée sur le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 4.4: force sismique suivant x et y

Niveau	W _i (KN)	H _i (m)	W _i . H _i (KN.m)	F _x (KN)	F _y (KN)
ss	11023.39	3.06	33731.57	91.45	97.03
RDC	8918.17	6.8	60643.55	164.42	174.45
1	8242.85	9.86	81274.501	220.36	233.79
2	8743.26	12.92	112962.91	306.28	324.95
3	8670.96	15.98	138561.94	375.68	398.59

4	8605.52	19.04	163849.10	444.25	471.33
5	8540.09	22.1	188735.98	511.72	542.92
6	8481.62	25.16	213397.55	578.59	613.87
7	8398.53	28.22	237006.51	642.60	681.78
8	8371.36	31.28	261856.14	709.98	753.27
9	8319.76	34.34	285700.55	774.63	821.86
10	7783.45	37.4	291101.03	789.27	837.39
			Σ 2068821.23		

Tableau 4.5: effort tranchant suivant x et y

Niveau	F _x (KN)	V _x (KN)	F _y (KN)	V _y (KN)
SS	91.45	5609.23	97.03	5951.23
RDC	164.42	5517.78	174.45	5854.2
1	220.36	5353.36	233.79	5679.75
2	306.28	5133	324.95	5445.96
3	375.68	4826.72	398.59	5121.01
4	444.25	4451.04	471.33	4722.42
5	511.72	4006.79	542.92	4251.09
6	578.59	3495.07	613.87	3708.17
7	642.60	2916.48	681.78	3094.3
8	709.98	2273.88	753.27	2412.52

9	774.63	1563.9	821.86	1659.25
10	789.27	789.27	837.39	837.39

4.11.3 Vérification de l’effort tranchant à la base :

D’après le RPA99/version2003, La résultante des forces sismiques à la base V_{stat} 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 pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dyn} < 0.80 V_{stat}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\frac{0.80 V_{stat}}{V_{dyn}}$.

✚ Vérification de la résultante des forces sismiques

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau 4.6: Les efforts tranchants à la base

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$V_{Dynamique}$ (KN)
X	5609.27	3902.408
Y	5951.30	4278.125

$$V_{xdyn} = 3902.408 \leq 0.8 \times V_{xstat} = 0.8 \times 5609.27 = 4487.41 \text{ KN} \Rightarrow \text{CNV}$$

$$V_{ydyn} = 4278.125 \leq 0.8 \times V_{ystat} = 0.8 \times 5951.30 = 4761.04 \text{ KN} \Rightarrow \text{CNV}$$

La condition $V_{dyn} > 0.8 V_{stat}$ n’est pas vérifiée

Donc on va augmenter par le coefficient de correction:

$$\alpha_x = \frac{0.8 V_{stat}}{V_{dyn}} = \frac{0.8 \times 5609.27}{3902.408} = 1.16$$

$$\alpha_y = \frac{0.8 V_{stat}}{V_{dyn}} = \frac{0.8 \times 5951.30}{4278.125} = 1.14$$

Tableau 4.7: Les efforts tranchants à la base

Sens	$V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)
X	5609.27	4526.79
Y	5951.30	4877.06

$$V_{xdyn} = 4526.79 > 0.8 \times V_{xstat} = 0.8 \times 5609.27 = 4487.41 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

$$V_{ydyn} = 4877.06 > 0.8 \times V_{ystat} = 0.8 \times 5951.30 = 4761.04 \text{ KN} \Rightarrow \text{CV}$$

4.11.4 Justification de l’interaction (Portiques-Voiles) :

D’après le RPA99/Version2003, Pour le système (4.a) de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d’interaction (Portiques-Voiles) :

Les voiles de contreventements doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales (ELS) ou bien (ELU).

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles.

• Sous sollicitations verticales :

$$\% \text{portique} = \frac{P(\text{portique})}{P(\text{portique} + \text{voile})} \leq 80\%$$

$$\% \text{voile} = \frac{P(\text{voile})}{P(\text{portique} + \text{voile})} \geq 20\%$$

Tableau 4.8: Justification de l'interaction due aux charges verticales dans chaque niveau.

Niveau	P _{portique}	P _{voile}	% portique	% voile
Sous-sol	13313.197	5435.261	71	28.99
RDC	25675.688	7471.465	77.45	22.54
1	10821.673	6542.836	62.32	37.67
2	8526.938	3983.409	68.15	31.48
3	6634.408	3764.78	63.79	36.20
4	6342.401	3350.519	65.43	34.56
5	6703.669	2984.686	69.19	30.80
6	3907.579	2525.738	60.73	39.26
7	4330.648	2130.26	67.02	32.97
8	3224.287	2385.133	57.47	42.90
9	1611.413	1163.52	58.07	41.92
10	1038.02	619.358	62.63	37.36

• **CONCLUSION**

Les conditions sont vérifiées dans tous les niveaux de la structure

4.11.5 Justification de l'effort normal réduit:

D'après les règles de RPA99/version2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99/version2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{(B \times f_{c28})} \leq 0.30$$

La combinaison (G+Q±E) donne les efforts normaux maximums.

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur le poteau le plus sollicité sous combinaison sismique.

B : L'aire (la section brute) du poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours

Les résultats sont illustrés sur le tableau récapitulatif ci-dessous :

Tableau 4.9: Justification de l'effort normal réduit dans tous les étages

Niveau	(A=B) (m)	B (m ²)	N _d (max) (MN)	<i>v</i>	<i>v</i> < 0,3
Sous-sol et RDC	0.6	0.36	3.009	0.46	CNV
1 et 2	0.55	0.30	3.376	0.45	CNV
3 et 4	0.5	0.25	2.666	0.42	CNV
5 et 6	0.45	0.20	1.975	0.39	CNV
7 et 8	0.4	0.16	1.301	0.32	CNV
9 et 10	0.35	0.12	0.648	0.21	CV

• **CONCLUSION**

D'après le tableau 4.9, on constate que la condition de coffrage n'est pas vérifiée dans la plupart des niveaux. Donc, on va augmenter les sections.

Après avoir augmenté les dimensions des poteaux, on obtenus la période T= 0.93 s donc il faut diminuer la longueur des voiles et on va refaire la vérification.

Les nouvelles sections sont représentées sur le tableau suivant :

Tableau 4.10: La nouvelle justification de l'effort normal réduit après l'augmentation des dimensions de poteaux

Niveau	(A=B) (m)	B (m ²)	N _d (max) (MN)	<i>v</i>	<i>v</i> < 0,3
Sous-sol et RDC	0.80	0.64	4.533	0.28	CV
1 et 2	0.75	0.56	3.636	0.25	CV
3 et 4	0.7	0.49	2.873	0.23	CV
5 et 6	0.65	0.42	2.128	0.20	CV
7 et 8	0.6	0.36	1.398	0.15	CV
9 et 10	0.55	0.30	0.691	0.09	CV

• **CONCLUSION**

La condition est vérifiée dans tous les niveaux de la structure

4.11.6 Vérification vis-à-vis des déformations:

D'après le RPA99/Version2003 Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de sa hauteur

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_k : Déplacement du niveau (K) par rapport au sol

R: Coefficient de comportement global de la structure (R = 3.5)

δ_{ek} : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques au niveau (K) dans les deux sens (x ,y)

(Les déplacements sont calculés par logiciel Sap2000)

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1)

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 4.11: Calcul des déplacements dans le sens longitudinal

Niveaux	Sens longitudinal				
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h_e (m)	vérification
ETAGE 10	0.03	0.105	0.009	0.0306	CV
ETAGE 9	0.0275	0.096	0.01	0.0306	CV
ETAGE 8	0.0247	0.086	0.01	0.0306	CV
ETAGE 7	0.0219	0.076	0.01	0.0306	CV
ETAGE 6	0.0189	0.066	0.01	0.0306	CV
ETAGE 5	0.0159	0.055	0.011	0.0306	CV
ETAGE 4	0.0128	0.044	0.011	0.0306	CV
ETAGE 3	0.0099	0.034	0.010	0.0306	CV
ETAGE 2	0.0071	0.024	0.010	0.0306	CV
ETAGE 1	0.0046	0.016	0.008	0.0306	CV
RDC	0.0025	0.0087	0.0073	0.0374	CV
SOUS -SOL	0.0006	0.0021	0.0021	0.0306	CV

Tableau 4.12: Calcul des déplacements dans le sens transversal

Niveaux	Sens longitudinal				
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	Δ_k (m)	1% h_e (m)	vérification
ETAGE 10	0.0194	0.0679	0.0049	0.0306	CV
ETAGE 9	0.018	0.063	0.0053	0.0306	CV
ETAGE 8	0.0165	0.0577	0.0059	0.0306	CV
ETAGE 7	0.0148	0.0518	0.0063	0.0306	CV
ETAGE 6	0.013	0.0455	0.007	0.0306	CV
ETAGE 5	0.011	0.0385	0.0075	0.0306	CV
ETAGE 4	0.0091	0.031	0.007	0.0306	CV

ETAGE 3	0.0071	0.024	0.0058	0.0306	CV
ETAGE 2	0.0052	0.0182	0.0063	0.0306	CV
ETAGE 1	0.0034	0.0119	0.0053	0.0306	CV
RDC	0.0019	0.0066	0.0049	0.0374	CV
SOUS -SOL	0.0005	0.0017	0.0017	0.0306	CV

• **CONCLUSION**

Il y'a aucun risque car les déplacements relatifs inter étages sont inférieurs à la limite imposée par le RPA99/Version2003

4.11.7 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

D'après le RPA99/Version2003 :L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui se produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta).

Cette valeur dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale. Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau k

Δ_k: Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1)

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau (k)

h_k: Hauteur de L'étage k

Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^oordre par le facteur $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée. $P_k = \sum w$

$$w_i = w_{Gi} + (\beta \times w_{Qi})$$

W_{Gi}: Poids du aux charges permanentes.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, (β = 0,2) Pour un bâtiment à usage d'habitation

.V_k: Est calculé par logiciel Sap2000).

La vérification de l'effet P-Δ dansles deux sens x et y est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tableau 4.13 Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens X-X)

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens (x-x)			≤ 0.10
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	
ETAGE 10	3.06	7783.45	0.009	789.27	0.029	CV
ETAGE 9	3.06	8319.76	0.01	1563.9	0.017	CV
ETAGE 8	3.06	8371.36	0.01	2273.88	0.012	CV
ETAGE 7	3.06	8398.53	0.01	2916.48	0.0094	CV
ETAGE 6	3.06	8481.62	0.01	3495.07	0.0079	CV
ETAGE 5	3.06	8540.09	0.011	4006.79	0.0076	CV
ETAGE 4	3.06	8605.52	0.011	4451.04	0.0069	CV
ETAGE 3	3.06	8670.96	0.010	4826.72	0.0058	CV
ETAGE 2	3.06	8743.26	0.010	5133	0.0055	CV
ETAGE 1	3.06	8242.85	0.008	5353.36	0.0040	CV
RDC	3.74	8918.17	0.0073	5517.78	0.0038	CV
SOUS -SOL	3.06	11023.39	0.0021	5609.23	0.0013	CV

Tableau 4.14: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens Y-Y)

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens (y-y)			≤ 0.10
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	
ETAGE 10	3.06	7783.45	0.0049	837.39	0.014	CV
ETAGE 9	3.06	8319.76	0.0053	1659.25	0.0086	CV
ETAGE 8	3.06	8371.36	0.0059	2412.52	0.0066	CV
ETAGE 7	3.06	8398.53	0.0063	3094.3	0.0055	CV
ETAGE 6	3.06	8481.62	0.007	3708.17	0.0052	CV

ETAGE 5	3.06	8540.09	0.0075	4251.09	0.0049	CV
ETAGE 4	3.06	8605.52	0.007	4722.42	0.0041	CV
ETAGE 3	3.06	8670.96	0.0058	5121.01	0.0032	CV
ETAGE 2	3.06	8743.26	0.0063	5445.96	0.0033	CV
ETAGE 1	3.06	8242.85	0.0053	5679.75	0.0025	CV
RDC	3.74	8918.17	0.0049	5854.2	0.0024	CV
SOUS -SOL	3.06	11023.39	0.0017	5951.23	0.0010	CV

- CONCLUSION**

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que la condition est vérifiée, ce la veux dire que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y)

4.11.8 Justification vis-à-vis du renversement

Selon l'article (5.5) du RPA99V2003 la vérification du renversement se fait comme suit :

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} \leq 1.2$$

- sens x-x**

$$M_{\text{stabilisant}} = \frac{W}{Lx/2} = \frac{104095.77}{24.8/2} = 8394.82 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{renversant}} = \sum Fi * Hi$$

Avec:

W: le poid totale de la structure

L_x: la largeur total de la structure

F_i: la force sismique

H_i: la hauteur de chaque étage

Tableau 4.15: Vérification de renversement (Sens x-x)

Niveau	F _x (KN)	H _i (m)	M _{renver} (KN.m)
Etage 10	789.27	3.06	2415.16
Etage 9	774.63	3.06	2370.36
Etage 8	709.98	3.06	2172.53
Etage 7	642.60	3.06	1966.35
Etage 6	578.59	3.06	1798.02
Etage 5	511.72	3.06	1565.86

Etage 4	444.25	3.06	1359.40
Etage 3	375.68	3.06	1149.58
Etage 2	306.28	3.06	937.21
Etage 1	220.36	3.06	674.30
RDC	164.42	3.74	614.93
Sous-sol	91.45	3.06	279.83
			Σ 17492.53

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversant}}} \leq 1.2 \implies \frac{8394.82}{17492.53} = 0.47 \leq 1.2 \text{ CV}$$

• sens y-y

$$M_{\text{stabilisant}} = \frac{W}{L_y/2} = \frac{104095.77}{29.3/2} = 7105.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{renversant}} = \sum F_i * H_i$$

Avec:

L_y : la longueur du bâtiment

Tableau 4.16: Vérification de renversement (Sens y-y)

Niveau	F_x (KN)	H_i (m)	M_{renver} (KN.m)
Etage 10	837.39	3.06	2562.41
Etage 9	821.86	3.06	2514.89
Etage 8	753.27	3.06	2305.00
Etage 7	681.78	3.06	2086.24
Etage 6	613.87	3.06	1878.44
Etage 5	542.92	3.06	1661.33
Etage 4	471.33	3.06	1442.26
Etage 3	398.59	3.06	1219.68
Etage 2	324.95	3.06	994.34
Etage 1	233.79	3.06	715.39
RDC	174.45	3.74	533.817

Sous-sol	97.03	3.06	296.91
			Σ 9468.55

$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversent}}} \leq 1.2 \quad \Rightarrow \quad \frac{7105.51}{9468.55} = 0.75 \leq 1.2 \quad \text{CV}$$

4.12 Conclusion

L'étude dynamique nous a permis d'effectuer l'analyse sismique, d'un projet de construction d'un bâtiment en béton armé, situé en zone de sismicité faible. La structure de celui-ci ayant été jugée régulière selon les règles de construction parasismique (RPA 99 version 2003). Une modélisation 3D sur le logiciel SAP 2000, a dû être effectuée.

L'exploitation des résultats donnés par ce logiciel, a permis de vérifier plusieurs critères : période, la participation massique, le respect des déplacements maximaux, et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de contreventement. Nous avons trouvé une très grande difficulté pour trouver la meilleure disposition des voiles, afin qu'il nous donne les meilleurs résultats vis-à-vis les exigences imposées par le RPA99, version 2003.



ETUDE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

CHAPITRE V



5.1 Introduction :

L'ossature du bâtiment est constituée ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Pour la détermination du ferrailage on va prendre un type de chaque élément structural. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (SAP2000), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

❖ Les poutres seront calculées en flexion simple.

Les poteaux seront calculés en flexion déviée

5.2 Etude des poteaux:

5.2.1 Définition

Les poteaux sont des éléments verticaux, sur lesquels se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure, et par lesquels ces charges se répartissent vers les infrastructures.

Pour notre immeuble, tous les poteaux ont des sections carrées.

5.2.2 Combinaison des charges:

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le BAEL91, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le RPA99, version 2003

❖ **Les combinaisons fondamentales.**

✓ ELU: 1.35 G + 1.5 Q

✓ ELS: G + Q

❖ **Les combinaisons accidentelles.**

✓ G + Q ± Ex

✓ G + Q ± Ey

✓ 0,8 G ± Ex

✓ 0,8 G ± Ey

5.2.3 Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :

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 cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\tau_u = \frac{T}{bd}$$

T: L'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est 0,9b

$$\tau_{bu} = \rho_d * f_{c28} \quad \text{RPA 99V2003, (P51)}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \quad \text{RPA 99V2003,}$$

Avec : a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f longueur de flambement du poteau.

- Longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 * L_o$$

$$L = 3,74 \text{ m}$$

$$L_f(\text{RDC}) = 2,618 \text{ m}$$

$L = 3,06 \text{ m}$

$L_f \text{ (SS, autres étages)} = 2,142$

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 5.1: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes.

Niveau	T (MN)	τ_u (MPa)	λ_g	ρ_d	τ_{bu} (MPa)	vérification
Sous sol	0.0628	0.109	2.677	0.04	1	CV
RDC	0.0628	0.109	3.272	0.04	1	CV
1 et 2	0.0646	0.127	2.856	0.04	1	CV
3 et 4	0.0659	0.149	3.06	0.04	1	CV
5 et 6	0.0563	0.148	3.29	0.04	1	CV
7 et 8	0.0536	0.165	3.57	0.04	1	CV
9 et 10	0.0674	0.247	3.89	0.04	1	CV

Conclusion

D'après le tableau 5.1, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux.

Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

5.2.4 Sollicitations dans les poteaux

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes, pour chaque combinaison:

- Effort normal maximal avec le moment correspondant (N (max) ; M (correspondant))
- Moment fléchissant maximal avec l'effort normal correspondant (M (max) ; N (correspondant))
- Effort normal minimal avec le moment correspondant (N (min) ; M (correspondant))
- N: Sera compté positif dans le cas d'une compression.
- N : Sera compté négatif dans le cas d'une traction.

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel SAP2000, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.2 : Sollicitations maximales à l'ELU

Sollicitations maximales fondamentales	N(max);M(correspondant)		M(max);N(correspondant)		N(min);M(correspondant)	
	N(max) (MN)	M(corre) (MN.m)	M(max) (MN.m)	N(corre) (MN)	N(min) (MN)	M(corre) (MN.m)
Sous sol	6.153	0.0049	0.108	3.093	2.189	0.0526
RDC	5.487	0.014	0.119	2.737	1.971	0.045
1	4.940	0.014	0.091	2.052	1.811	0.035
2	4.420	0.015	0.111	1.848	1.647	0.058
3	3.899	0.014	0.098	1.537	1.408	0.0067
4	3.391	0.016	0.112	1.310	1.224	0.0072
5	2.887	0.015	0.105	1.067	0.981	0.0064
6	2.390	0.017	0.123	0.863	0.810	0.0081
7	1.895	0.013	0.108	0.882	0.580	0.0048
8	1.421	0.013	0.129	0.671	0.425	0.0094
9	0.936	0.015	0.106	0.469	0.241	0.0020
10	0.459	0.020	0.184	0.139	0.104	0.012

Tableau 5.3 : Sollicitations maximales à l'accidentel (G+Q±E)

Sollicitations maximales fondamentales	N(max);M(correspondant)		M(max);N(correspondant)		N(min);M(correspondant)	
	N(max) (MN)	M(corre) (MN.m)	M(max) (MN.m)	N(corre) (MN)	N(min) (MN)	M(corre) (MN.m)
Sous sol	4.533	0.162	0.212	0.426	1.003	0.010
RDC	4.055	0.105	0.267	0.272	0.645	0.029
1	3.654	0.103	0.265	0.269	0.218	0.506
2	3.272	0.097	0.291	0.322	0.066	0.060
3	2.889	0.081	0.252	0.356	0.194	0.061
4	2.514	0.084	0.276	0.413	0.195	0.073
5	2.141	0.074	0.248	0.453	0.194	0.067
6	1.773	0.072	0.262	0.466	0.185	0.071
7	1.406	0.059	0.211	0.449	0.167	0.058
8	1.055	0.061	0.220	0.396	0.136	0.068
9	0.695	0.043	0.165	0.312	0.058	0.010
10	0.340	0.047	0.224	0.172	0.014	0.0042

Tableau 5.4: Sollicitations maximales à l'accidentel (0,8G±E)

Sollicitations maximales fondamentales	N(max);M(correspondant)		M(max);N(correspondant)		N(min);M(correspondant)	
	N(max) (MN)	M(corre) (MN.m)	M(max) (MN.m)	N(corre) (MN)	N(min) (MN)	M(corre) (MN.m)
Sous sol	3.834	0.191	0.193	0.289	1.506	0.010
RDC	3.241	0.147	0.225	0.314	1.096	0.028
1	2.765	0.161	0.247	0.253	0.647	0.049
2	2.361	0.169	0.266	0.142	0.320	0.059
3	1.962	0.088	0.228	0.044	0.103	0.063
4	1.707	0.092	0.249	0.067	0.063	0.075
5	1.452	0.081	0.223	0.160	0.024	0.069
6	1.202	0.080	0.233	0.223	0.0050	0.074
7	0.952	0.065	0.185	0.254	0.025	0.060
8	0.714	0.069	0.189	0.247	0.032	0.030
9	0.470	0.049	0.140	0.208	0.0029	0.010
10	0.229	0.056	0.186	0.119	0.010	0.0071

Tableau 5.6: Sollicitations maximales à l'ELS

Sollicitations maximales fondamentales	N(max);M(correspondant)		M(max);N(correspondant)		N(min);M(correspondant)	
	N(max) (MN)	M(corre) (MN.m)	M(max) (MN.m)	N(corre) (MN)	N(min) (MN)	M(corre) (MN.m)
Sous sol	4.382	0.00345	0.083	1.999	1.402	0.0301
RDC	3.987	0.00524	0.080	1.673	1.359	0.0369
1	3.523	0.00877	0.075	1.538	1.187	0.04025
2	3.152	0.010	0.074	1.538	1.172	0.0040
3	2.780	0.095	0.067	1.343	0.993	0.0044
4	2.418	0.011	0.077	1.156	0.863	0.0046
5	2.057	0.010	0.073	0.979	0.691	0.0042
6	1.703	0.011	0.086	0.808	0.570	0.0046
7	1.350	0.0098	0.076	0.646	0.408	0.0032
8	1.012	0.00834	0.091	0.490	0.298	0.0043
9	0.666	0.010	0.074	0.341	0.169	0.0016
10	0.326	0.013	0.125	0.098	0.073	0.0055

5.2.5 Calcul de ferrailage

On calcule les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion composée.

La première chose à faire est de chercher la position du centre de pression (C), (point d'application de l'effort).

Si (N) est un effort de compression, (C) sera posé au dessus de (G).

Si (N) est un effort de traction, (C) sera posé au dessous de (G).

La deuxième chose est de déterminer l'excentricité (e) et calculer le moment au centre de gravité des armatures inférieurs (Ma) et puis définir le domaine de fonctionnement.

Il ya 5 domaines de fonctionnement :

- Domaine 1 : Section entièrement tendue (Section du béton surabondante).
- Domaine 2 : Section partiellement comprimée avec armatures inférieures tendues.
- Domaine 3 : Section partiellement comprimée avec armatures inférieures comprimées.
- Domaine 4 et 5 : Section entièrement comprimée.

On va prendre l'exemple de poteau de **sous sol**, car il est le plus sollicité.

Le calcul du ferrailage se fait en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort Normal N et un moment fléchissant M.

Le poteau le plus sollicité du **sous-sol** à ELU :

Avec (Nmax ; M(correspondant)) :

$$N(\max) = 6.153 \text{ MN}$$

$$M(\text{correspondant}) = 0,0049 \text{ MN.m}$$

$$a = b = 0,80 \text{ m} ; d = 0,72 \text{ m} ; d' = 0,08 \text{ m} ; \mu_R = 0,392$$

$$e = \frac{M_U}{N_U} = 0,00079$$

$$e_a = d - \frac{h}{2} + e = 0,72 - \frac{0,8}{2} + 0,00079 = 0,3207 \text{ m}$$

$$M_a = N_u \times e_a = 6,153 \times 0,32079 = 1,98 \text{ MN.m}$$

L'effort (N) est un effort de compression et son point d'application se situe dans le noyau central, entre les armatures est près du centre de gravité du béton.

❖ **Vérification de domaine :**

$$N_u \times (d - d') - M_a > (0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{h}) b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$6,153 \times (0,72 - 0,08) - 1,98 > (0,337 - 0,81 \times \frac{0,08}{0,8}) 0,8 \times 0,8^2 \times 14,17$$

$$1,9585 > 1,88 \quad \text{Section entièrement comprimé}$$

$$N_u \times (d - d') - M_a < (0,5h - d') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$6,153 \times (0,72 - 0,08) - 1,98 < (0,5 \times 0,8 - 0,08) \times 0,8 \times 0,8 \times 14,17$$

$$1,9585 < 2,902 \rightarrow \text{domaine 4} \rightarrow A1 = 0$$

$$A2 = \frac{1}{\sigma_{st}} [N_u - (1 - \chi) b \times h \times f_{bc}]$$

$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} \frac{(d-d')N_u - M_a}{bh^2 f_{bc}}}{\frac{6}{7} \frac{d'}{h}} = \frac{0,5 - \frac{0,08}{0,8} \frac{(0,72-0,08)6,153-1,98}{0,8 \times 0,8^2 \times 14,17}}{\frac{6}{7} \frac{0,08}{0,8}} = 0,17$$

$$A_2 = \frac{1}{347,8} [6,1543 - (1 - 0,17) 0,8 \times 0,8 \times 14,17] = -39,47 \text{ cm}^2$$

Le béton peut résister seul aux efforts appliqués. On va ferrailer par la section minimum exigé par le RPA on va procéder de la même manière pour le calcul de toutes les sollicitations.

5.2.6 vérification a ELS:

a) Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} = 0,79 \text{ cm}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$e1 = \frac{-[\frac{bh^3}{12} + bhe^2 + nA2(-e + \frac{h}{2} - d')^2 + nA1(-e + \frac{h}{2} - d)^2]}{-bhe + nA2(-e + \frac{h}{2} - d') + nA1(-e + \frac{h}{2} - d)} = 5,031 \text{ m}$$

$$e1 = 5,031 \text{ m} > \frac{h}{2} + e = 0,40079 \text{ m}$$

L'axe neutre est en dehors de la section, donc elle est entièrement comprimée.

c) Calcul du moment d'inertie :

$$I_{AN} = \frac{bh^3}{12} + bh(e1 - e)^2 + nA2 \left(e1 - e + \frac{h}{2} - d' \right)^2 + nA1 \left(e1 - e + \frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$I_{AN} = 18,864 \text{ m}^4$$

d) Calcul la section homogène :

$$B = b h + n (A1 + A2) = 0,640 \text{ m}^2$$

e) Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bcmax} = \frac{N_s}{b} + \frac{M_s V_1}{I_{AN}}$$

$$\sigma_{bcmax} = 6,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{bcmin} = \frac{N_s}{b} - \frac{M_s V_1}{I_{AN}}$$

$$\sigma_{bcmin} = 5,47 \text{ MPa} > 0 \quad \text{CV}$$

f) Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau = \frac{T}{bd}$$

$$\tau = 0,191 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(3,33, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,191 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

5.2.7 Armatures transversales :

❖ D'après RPA99/version2003 :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho V_u}{h F_e}$$

Avec:

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

F_e : 400 MPa

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant

$$\rho_a = 2,50 \quad \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \quad \text{Si} \quad \lambda_g < 5$$

$$V_u = 0.062 MN$$

a) L'espacement des armatures transversales :

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (10\phi_{1\text{min}} ; 15\text{cm})$ Zone (I).

Zone courante : $S_t \leq 15\phi_{1\text{min}}$

Avec : (ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

On adopte les espacements suivant :

Zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (10 \cdot 1,2 ; 15\text{cm})$

$$S_t \leq 12\text{cm}$$

On prend : $S_t = 12\text{cm}$

Zone courante: $S_t' \leq 15\phi_1$

$$S_t' \leq 15 \cdot 1,2$$

$$S_t' \leq 18\text{cm}$$

On prend : $S_t' = 15\text{cm}$

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u \cdot S_t}{F_e \cdot h}$$

$$A_t = 10.9 \text{ cm}^2$$

b) Diamètres des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales est déterminé par la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1 \right)$$

$$\phi_t \leq 1.6$$

On va prendre 8 mm

❖ Vérification des armatures longitudinales

D'après le RPA99/version 2003 :

$A (\text{min}) = 0,7\% \times S$ Zone courante.

$A (\text{max}) = 4\% \times S$

$A (\text{max}) = 6\% \times S$ Zone de recouvrement.

Avec, (S) : La section du Béton

D'après le tableau des sections, on va choisir : $A_{st \text{ choisi}} = 12T20+4T16 = 45.74 \text{ cm}^2$ Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau5.7: Tableau des ferrailages des poteaux(cas fondamentale et accidentel)

Niveau	Ferrailage longitudinal								transversal
	Fondamental				Accidentel				
	A_{st} (sap) cm^2	A_{min} RPA (cm^2)	Choix	Section (cm^2)	A_{st} (sap) cm^2	A_{min} RPA (cm^2)	Choix	Section (cm^2)	
Sous sol et RDC	-39.47	44.8	12T20 + 4T16	45,74	-64.00	44.8	12T20 + 4T16	45,74	Ø8
1 et 2	-56.25	39.37	10T20 + 6T14	40,66	-56.25	39.37	10T20 + 6T14	40,66	
3 et 4	-46.6	34.3	12T16 + 4T20	36,70	-46.9	34.3	12T16 + 4T20	36,70	
5 et 6	-42.45	29.57	16T16	32,17	-42.25	29.57	16T16	32,17	
7 et 8	-36.00	25.2	10T16 + 6T12	26,90	-34.23	25.2	10T16 + 6T12	26,90	
9 et 10	-30.25	21.17	16T14	24,63	-29.53	21.17	16T14	24,63	

5.2.8 Schéma du ferrailage :

Comme un exemple de schéma du ferrailage, on a choisi les poteaux du sous sol. Le schéma est illustré sur la figure suivant

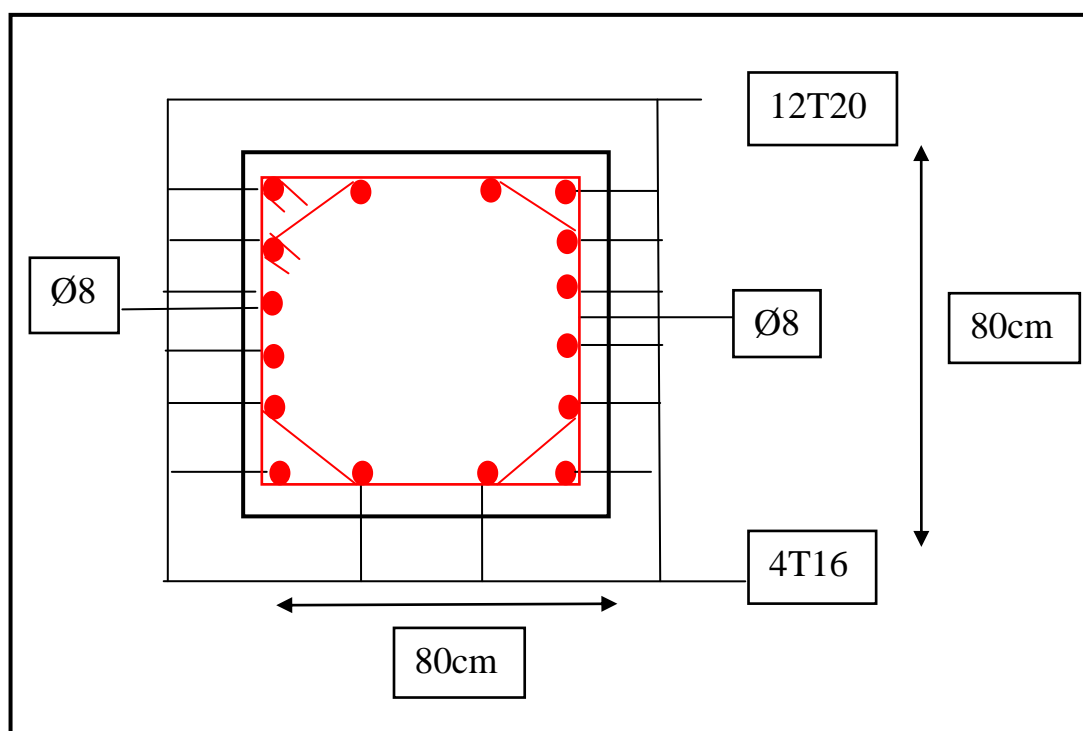


Figure 5.1 : ferrailage du poteau de sous sol

5.3 Etude des poutres:

5.3.1 Introduction:

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple à partir du règlement B.A.E.L 91, puis on se rapportera au règlement RPA99 V 2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton. On distingue dans notre structure deux types des poutres :

- **Poutres principales** : Sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et les surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux. Notre structure contient un seul type de poutre principale de dimension $(35 \times 50) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires** : Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer. Nous avons un seul type de poutre secondaire de dimension $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

L'étude des poutres sera effectuée en tenant compte des efforts internes donnés par le logiciel de calcul SAP2000 v14.2.4

5.3.2 Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : Les combinaisons fondamentales et accidentelles :

✚ Selon (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales.

- ELU: $1.35 G + 1.5 Q$
- ELS: $G + Q$

✚ Selon RPA99/version 2003 :

Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm E_x$
- $G + Q \pm E_y$
- $0,8 G \pm E_x$
- $0,8 G \pm E_y$
- $G + Q \pm 1,2 E_x$
- $G + Q \pm 1,2 E_y$

5.3.3 Sollicitation dans les poutre

A. Moments fléchissant et efforts tranchants :

Les résultats de sollicitations maximales des poutres sont résumés dans le tableau 5.8 et 5.9 qui suit :

Tableau 5.8: Sollicitations maximales dans les Poutres principales

Niveau	ELU		ELS		Accidentel		Vmax (MN)
	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	
Sous sol	0.274	0.135	0.194	0.095	0.231	0.147	0.266
RDC	0.187	0.102	0.134	0.073	0.249	0.274	0.190
1	0.196	0.102	0.141	0.073	0.321	0.294	0.193
2	0.203	0.1353	0.146	0.0977	0.336	0.302	0.196
3	0.211	0.1356	0.152	0.0976	0.335	0.293	0.354
4	0.219	0.1359	0.1577	0.0974	0.321	0.277	0.339
5	0.226	0.1353	0.1630	0.0972	0.299	0.252	0.314
6	0.230	0.1351	0.166	0.0977	0.268	0.217	0.279
7	0.234	0.1354	0.169	0.098	0.240	0.181	0.242
8	0.235	0.1352	0.1697	0.979	0.233	0.144	0.208
9	0.241	0.1354	0.173	0.9791	0.230	0.119	0.210
10	0.204	0.141	0.147	0.102	0.197	0.102	0.194

Tableau 5.9: Sollicitations maximales dans les Poutres secondaire

Niveau	ELU		ELS		Accidentel		Vmax (MN)
	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	M (appui) (MN.m)	M (travée) (MN.m)	
Sous sol	0.019	0.0076	0.014	0.0056	0.074	0.071	0.076
RDC	0.095	0.043	0.069	0.031	0.124	0.123	0.126
1	0.100	0.040	0.073	0.029	0.150	0.147	0.151
2	0.122	0.050	0.089	0.036	0.166	0.160	0.173
3	0.126	0.048	0.092	0.035	0.169	0.163	0.176
4	0.130	0.046	0.094	0.034	0.166	0.161	0.174
5	0.133	0.045	0.097	0.0320	0.157	0.152	0.164
6	0.136	0.044	0.098	0.0321	0.152	0.140	0.160
7	0.138	0.043	0.100	0.031	0.151	0.124	0.1611
8	0.139	0.0431	0.101	0.0313	0.148	0.109	0.1617
9	0.141	0.041	0.103	0.030	0.147	0.093	0.162
10	0.131	0.048	0.095	0.035	0.132	0.075	0.143

5.3.4 Ferrailage des poutres principal:

D'après les règles de RPA99/version2003, nous avons :

5.3.4.1 Armatures longitudinales :

On prend comme exemple de calcul la poutre de 2^{ème} étage.

$F_c = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 347,8 \text{ MPa}$; $d = 45 \text{ cm}$

✚ ELU:

a) En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times 14,17} = \frac{135,3 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,45)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,134 < \mu_R = 0,392$$

Donc; les armatures comprimés ne sont pas nécessaire (simple armature).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0,1875$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,36(1 - 0,4 \times 0,1875)$$

$$Z = 0,416 \text{ m}$$

✚ Section théorique des armature ; (A_{st}) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z} = \left[\frac{135,3 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,416} \right]$$

$$\Rightarrow A_{st} = 9,33 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$\text{en prend; } A_{st} = 10 \text{ T } 12 / \text{ml} = 11,31 \text{ cm}^2$$

✚ Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,35 \times 0,45 \times \frac{2,10}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,9 \quad \text{C.V}$$

b) En appuis:

$$\mu_u = \frac{203 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,45)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,202$$

$$\mu_u = 0,202 < \mu_R = 0,392$$

Donc; les armatures comprimés ne sont pas nécessaires (simple armature).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,285$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0,395 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} * Z} = \left[\frac{203 * 10^{-3}}{347,82 * 0,395} \right]$$

$$A_{st} = 14,96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st} = 20,11 \text{ cm}^2 = 10T16$$

$$A_{\min} = 0.005 * b * h$$

$$A_{\min} = 0.005 * 35 * 50 = 8.75 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.35 * 0.45 * \frac{2.10}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{C.V}$$

5.3.4.2 Vérification à l'E.L.S:

a) En travée:

Position de l'axe neutre:

$$x = n * \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * D * d * A_{st}}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{0.001131}{0.35} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 0.35 * 0.45 * 0.001131}{15 * (0.001131)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0.16 \text{ m}$$

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 0.3 * \frac{0.16^3}{3} + 15 * 0.001131 * (0.45 - 0.16)^2$$

$$I = 0,00190199 \text{ m}^4$$

b) En appuie

position de l'axe neutre:

$$x = n * \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * D * d * A_{st}}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{0.002011}{0.3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 0.35 * 0.45 * 0.002011}{15 * (0.002011)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0.23 \text{ m}$$

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 0.35 * \frac{0.23^3}{3} + 15 * 0.002011 * (0.45 - 0.23)^2$$

$$I = 0,00287 \text{ m}^4$$

5.3.4.3 Les armatures transversales:

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{L \min} \right) = \min (1.42 ; 3.5; 1.2) \text{ cm}$$

\varnothing_1 : Diameter minimal des Armatures longitudinal

En adopte $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

1. **calcule les espacements des cadres:**

D'après le R.P.A on a :

$$St \leq \left(\frac{h}{4}, 12 \varnothing_{l_{\min}}, 30 \text{ cm}\right) \text{ (zone nodale)}$$

$$St \leq (50/4, 12*1.2, 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 12.5 \text{ cm}$$

On prend

St=10 cm pour les zones nodale

$$St \leq \frac{h}{2} = 25 \text{ (zone courante)}$$

On prend

St=25 cm pour la zone courante.

5.3.4.4 Vérification des contraintes:

a) En travée

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 8,52 < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 197.3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 \cdot f_e; 110 \cdot \sqrt{(n \cdot f_{t28})}) \text{ avec } n=1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 197.3 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \text{CV}$$

b) En appuie

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 11.7 \text{ MPa} < 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot M_s \cdot (d-x)}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 167.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 167.87 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \text{CV}$$

✚ Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = 1.114 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2.5 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc ; } \bar{\tau}_u = 2,5 > \tau_u = 1,114 \Rightarrow \text{CV}$$

5.3.4.5 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \left(\frac{1}{18}\right) \cdot \frac{M_s}{M_u} \quad \text{et} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$h : \text{ hauteur} \Rightarrow h = 0.5 \text{ m.}$$

$$L : \text{ distance entre appuis} \Rightarrow l = 6.2 \text{ m.}$$

$$\frac{0,5}{6,2} \geq \left(\frac{1}{18}\right) \times \left(\frac{0,0977}{0,135}\right) \Rightarrow 0,0806 > 0,040 \quad \text{C.V}$$

$$\frac{0,5}{6,2} \geq (1/16) \Rightarrow 0,0806 > 0,0625 \quad \text{C.V}$$

✚ Calcule des longueurs d'ancrage et de recouvrement :

• La longueur d'ancrage :

La contrainte limite d'adhérence donnée par:

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{ij}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les armatures à haute adhérence

τ_{su} : Contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times (2,1) = 2,835 \text{ MPa}$$

- **Longueur de scellement droit:**

$$l_s = \varnothing * \frac{f_e}{4 * \tau_s}$$

$$l_s = 1.2 * \frac{400}{4 * 2.835}$$

$$\text{donc } l_s = 42.32$$

- **Cas accidentel:**

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}; f_{bc} = 18.47 \text{ MPa}$$

- a) **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times 18.47} = \frac{302 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.45)^2 \times 18.47}$$

$$\mu_u = 0,232 < \mu_R$$

Donc; les armatures comprimés ne sont pas nécessaire (simple armature).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0.33$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.36(1 - 0.4 \times 0.33)$$

$$Z = 0,39 \text{ m}$$

- **Section théorique d'armature ; (A_{st}) :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z} = \left[\frac{302 * 10^{-3}}{400 * 0,39} \right]$$

$$A_{st} = 19.35 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$\text{en prend } A_{st} = 10 \text{ T } 16 / \text{ ml} = 20,11 \text{ cm}^2$$

- b) **En appuis:**

$$\mu_u = \frac{336 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,45)^2 \times 18,47}$$

$$\mu_u = 0.258$$

$$\mu_u = 0.258 < \mu_R$$

Donc; les armatures comprimés ne sont pas nécessaires (simple armature).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0,38$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0,381 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} * z} = \left[\frac{336 * 10^2}{400 * 0,381} \right]$$

$$A_{st} = 22.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend: } A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2 = 8 \text{ T } 20$$

5.3.5 Poutre secondaire:

5.3.5.1 Armatures longitudinales

$$d = 36 \text{ cm}; \sigma_{st} = 347.83 \text{ MPa}$$

- ✚ **ELU:**

- a) **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times 14.17} = \frac{50 \times 10^{-3}}{0.3 \times (0.36)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0,0907 < \mu_R$$

Donc; les armatures comprimés ne sont pas nécessaire (simple armature).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0.119$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$z = 0.36(1 - 0.4 \times 0.119)$$

$$Z = 0,34\text{m}$$

- **Section théorique d'armature ; (A_{st}) :**

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z} = \left[\frac{50 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,34} \right]$$

$$A_{st} = 3.6\text{cm}^2$$

Donc:

$$\text{en prend } A_{st} = 4\text{T14} / \text{ml} = 6,16\text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0,3 \times 0.36 \times \frac{2.10}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,3 \quad \text{C.V}$$

- b) **En appuis:**

$$\mu_u = \frac{122 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0.221$$

$$\mu_u = 0.221 < \mu_R.$$

Donc: les armatures comprimés ne sont pas nécessaires (simple armature).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$$

$$\alpha = 0,31$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0,32 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{\sigma_{st} \times z} = \left[\frac{122 \times 10^{-3}}{347,82 \times 0,32} \right]$$

$$A_{st} = 10.9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_{st} = 16.08 \text{ cm}^2 = 8\text{T16}$$

$$A_{min} = 0.005 \times b \times h$$

$$A_{min} = 6 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq \frac{0.23 b d f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.36 \times \frac{2.10}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.3 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

5.3.5.2 Vérification à l'E.L.S:

- a) **En travée:**

position de l'axe neutre:

$$x = n \times \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times b \times d \times A_{st}}{n \times (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 \times \frac{0.000616}{0.3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 0.3 \times 0.36 \times 0.000616}{15 \times (0.000616)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0.13 \text{ m}$$

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 0.3 * \frac{0.13^3}{3} + 15 * 0.000616 * (0.36 - 0.13)^2$$

$$I = 0.000909 \text{ m}^4$$

b) En appuie:

position de l'axe neutre:

$$x = n * \frac{A_{st}}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * b * d * A_{st}}{n * (A_{st})^2}} - 1 \right)$$

$$x = 15 * \frac{0.001608}{0.3} \left(\sqrt{1 + \frac{2 * 0.3 * 0.36 * 0.001608}{15 * (0.001608)^2}} - 1 \right)$$

$$x = 0.19 \text{ m}$$

$$I = b * \frac{x^3}{3} + n * A_{st} * (d - x)^2$$

$$I = 0.3 * \frac{0.19^3}{3} + 15 * 0.001608 * (0.36 - 0.19)^2$$

$$I = 0.0018 \text{ m}^4$$

5.3.5.3 Les armatures transversales

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_{L \min} \right) = \min (1.14; 3; 1.4) \text{ cm}$$

\varnothing_1 : Diameter minimal des Armatur longitudinal

On adopte $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$

5.3.5.4 Vérification des contraintes:

a) En travée:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 5.14 < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_c = 28 = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 163.36 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(2/3 * f_e; 110 * \sqrt{(n * f_t / 28)}) \text{ avec } n = 1.6$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

En appuie:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s * x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = 9.39 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_c = 28 = 15 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n * M_s * (d - x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = 159.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 159.45 < \overline{\sigma}_{st} = 201.63 \quad \text{CV}$$

 **calcule les espacements des cadres:**

D'après le R.P.A on a:

$$St \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \varnothing_1, 30 \text{ cm} \right) \text{ (zone nodale)}$$

$$St \leq (40/4, 12 * 1.2, 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 11.25 \text{ cm}$$

On prend

St=10 cm pour les zones nodale

St ≤ h/2=20 (zone courant)

On prend

St=20 cm pour zone courant.

✚ Vérification au cisaillement:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d}$$

$$\tau_u = 1.58 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \text{Fissuration préjudiciable .}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (2.5 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa .}$$

$$\text{Donc ; } \bar{\tau}_u = 2,5 > \tau_u = 1,58 \Rightarrow \text{CV}$$

5.3.5.5 Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L} \geq \left(\frac{1}{18} \right) * \frac{M_s}{M_u} \text{ et } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$h : \text{ hauteur } \Rightarrow h = 0.4 \text{ m .}$$

L: distance entre appuis l = 5.5m .

$$\frac{0,4}{5,5} \geq \left(\frac{1}{18} \right) \times \left(\frac{0,0977}{0,135} \right) \Rightarrow 0,04 > 0,040 \text{ C.V}$$

$$\frac{0,4}{5,5} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0,08 > 0,0625 \text{ C.V}$$

✚ Calcul des longueurs d'ancrage et de recouvrement

• La longueur d'ancrage :

La contrainte limite d'adhérence donnée par:

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{tj}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement égale à 1,5 pour les armatures à haute adhérence

τ_{su}: Contrainte d'adhérence

$$\tau_{su} = 0,6 \times (1,5)^2 \times (2,1) = 2,835 \text{ Mpa}$$

• Longueur de scellement droit:

$$l_s = \emptyset * \frac{f_e}{4 * \tau_s}$$

$$l_s = 1,2 * \frac{400}{4 * 2,835}$$

$$\text{donc } l_s = 49,46$$

➤ Cas accidentel:

$$\sigma_{st} = 400 \text{ MPa}; F_{bc} = 18,47 \text{ MPa}$$

a) En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times 14,17} = \frac{160 \times 10^{-3}}{0,30 * (0,36)^2 * 18,47}$$

$$\mu_u = 0,190 < \mu_R$$

Donc; les armatures comprimés ne sont pas nécessaire (simple armature).

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right)$$

$$\alpha = 0,26$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,36 (1 - 0,4 \times 0,26)$$

$$Z = 0,32 \text{ m}$$

• Section théorique d'armature : (A_{st}) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z} = \left[\frac{160 * 10^{-3}}{400 * 0,32} \right]$$

$$A_{st} = 12.2 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$\text{En prend; } A_{st} = 8 \text{ T } 14 / \text{ ml} = 12,32 \text{ cm}^2$$

b) En appuis:

$$\mu_u = \frac{166 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,36)^2 \times 18,47}$$

$$\mu_u = 0.231$$

$$\mu_u = 0.231 < \mu_R$$

Donc; les armatures comprimés ne sont pas nécessaires (simple armature).

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right)$$

$$\alpha = 0,33$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha)$$

$$Z = 0,31 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\sigma_{st} \times z} = \left[\frac{166 \times 10^{-3}}{400 \times 0,31} \right]$$

$$A_{st} = 12.10 \text{ cm}^2$$

On prend

$$A_{st} = 12.36 \text{ cm}^2 = 8 \text{ T } 14$$

Le tableau 5.10 ci-dessous récapitule le ferrailage de poutre 2^{ème} étage calculé manuellement et l'autre niveau avec SAP2000 :

Tableau 5.10: Ferrailage des poutres principales.

Niveau	position	ELU		Accidentel	
		A _{st} (cm ²)	A _{sc}	A _{st} (cm ²)	A _{sc}
Sous sol	Travée	9.88	0	9.91	0
	Appuie	18.57	0	14.83	0
RDC	Travée	7.67	0	14.37	0
	Appuie	11.81	0	17.53	0
1 ^{er} étage	Travée	7.90	0	17.58	0
	Appuie	12.48	0	21.32	0
2 ^{ème} étage	Travée	9.33	0	19.35	0
	Appuie	14.96	0	22.04	0
3 ^{ème} étage	Travée	6.83	0	17.23	0
	Appuie	12.91	0	22.10	0
4 ^{ème} étage	Travée	7.154	0	15.34	0
	Appuie	13.351	0	21.12	0

5 ^{ème} étage	Travée	7.45	0	15.27	0
	Appuie	13.76	0	21.35	0
6 ^{ème} étage	Travée	7.654	0	15.20	0
	Appuie	14.02	0	18.30	0
7 ^{ème} étage	Travée	7.82	0	13.55	0
	Appuie	14.27	0	16.45	0
8 ^{ème} étage	Travée	7.90	0	13.96	0
	Appuie	14.30	0	14.65	0
9 ^{ème} étage	Travée	8.12	0	12.18	0
	Appuie	14.68	0	14.42	0
10 ^{ème} étage	Travée	6.64	0	9.84	0
	Appuie	12.571	0	12.272	0

Tableau 5.11: ferrailage des poutres secondaire.

Niveau	position	ELU		Accidentel	
		$A_{st}(cm^2)$	A_{sc}	$A_{st}(cm^2)$	A_{sc}
Sous sol	Travée	2.83	0	5.85	0
	Appuie	6.20	0	6.26	0
RDC	Travée	2.93	0	10.21	0
	Appuie	7.48	0	11.00	0
1 ^{er} étage	Travée	3.02	0	12.56	0
	Appuie	7.93	0	13.67	0
2 ^{ème} étage	Travée	3.60	0	12.06	0
	Appuie	10.9	0	12.10	0
3 ^{ème} étage	Travée	4.92	0	14.44	0
	Appuie	9.89	0	15.77	0

4 ^{eme} étage	Travée	5.18	0	14.13	0
	Appuie	10.27	0	15.46	0
5 ^{eme} étage	Travée	5.65	0	13.31	0
	Appuie	10.91	0	14.44	0
6 ^{eme} étage	Travée	5.81	0	12.07	0
	Appuie	11.14	0	13.14	0
7 ^{eme} étage	Travée	5.96	0	10.69	0
	Appuie	11.34	0	13.01	0
8 ^{eme} étage	Travée	6.02	0	9.17	0
	Appuie	11.43	0	12.17	0
9 ^{eme} étage	Travée	6.21	0	7.74	0
	Appuie	11.68	0	12.63	0
10 ^{eme} étage	Travée	5.64	0	6.59	0
	Appuie	10.72	0	11.05	0

Tableau 5.12: Choix des armatures poutre principale

Niveau	position	ELU		Accidentel	
		A _{st} (cm ²)	A _{sc}	A _{st} (cm ²)	A _{sc}
Sous sol	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
RDC	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
1 ^{er} étage	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
2 ^{eme} étage	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0

	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
3 ^{ème} étage	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
4 ^{ème} étage	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
5 ^{ème} étage	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
6 ^{ème} étage	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
7 ^{ème} étage	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
8 ^{ème} étage	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
9 ^{ème} étage	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0
10 ^{ème} étage	Travée	10T12= 11.31	0	10T16=20.11	0
	Appuie	10T16=20.11	0	8T20=25.13	0

Tableau 5.13: Choix des armatures poutre secondaire

Niveau	position	ELU		Accidentel	
		A _{st} (cm ²)	A _{sc}	A _{st} (cm ²)	A _{sc}
RDC	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0
1 ^{er} étage	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0
2 ^{ème} étage	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0

3 ^{eme} étage	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0
4 ^{eme} étage	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0
5 ^{eme} étage	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0
6 ^{eme} étage	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0
7 ^{eme} étage	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0
8 ^{eme} étage	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0
9 ^{eme} étage	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0
10 ^{eme} étage	Travée	4T14= 6.16	0	8T14=12.32	0
	Appuie	6T16=12.06	0	10T16=20.11	0

Le schéma du ferrailage des poutres principales est illustré sur la figure ci-dessous:

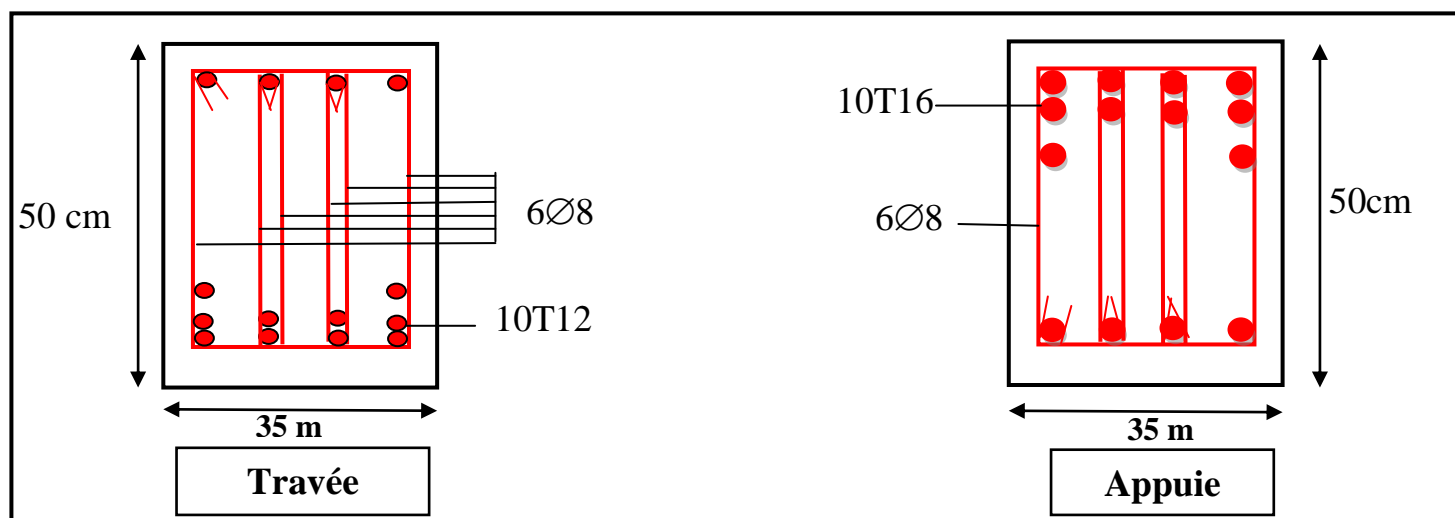


Figure 5.2: Ferrailage des poutres principale

5.4 Les voiles:

5.4.1 Introduction :

Un voile comme une dalle, est un élément de structure dont l'épaisseur à une dimension largement inférieure aux deux autres, lesquelles se trouvent sur un même plan. Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes. Dans notre structure, on distingue deux types de voiles :

- ◆ Voile de contreventement
- ◆ Voile périphérique du sous-sol.

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures

- ◆ Armatures horizontales.
- ◆ Armatures verticales.
- ◆ Armatures transversales.

5.4.2 Combinaisons des charges :

✚ Selon (C.B.A.93) :

Les combinaisons fondamentales.

ELU : 1,35 G + 1,5 Q

ELS : G + Q

✚ Selon RPA99V2003 :

Les combinaisons accidentelles.

G + Q ± E

0,8 G ± E

5.4.3 Les recommandations du RPA99V2003 :

• Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion , Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

$$A_{\min} = 0,2\% \times e \times l_t$$

Avec:

l_t : longueur de la zone tendue.

e : l'épaisseur du voile.

les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

• Les armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Ø.

les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit dans le cas où il existe des talons de rigidité.

• Armatures transversales :

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingle par 1m² au moins.

• Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A = 1,1 \times \frac{T}{f_e}$$

Avec

$$T = 4,1\bar{T}$$

T : Effort tranchant calculée au niveau considéré. Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

5.4.4 Règles communes :

Pour le ferrailage des voiles, il faut satisfaire certaines conditions imposées par le RPA99V2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est :

- ✚ Globalement dans la section du voile de 0,15%.
- ✚ En zone courante 0,10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales sont vérifiées en utilisant la formule suivante :

$$s_t \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm}).$$

Les longueurs des recouvrements doivent être égales :

- ✚ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est positif.
- ✚ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons d'actions.

5.4.5 Disposition des voiles :

La répartition des voiles est présentée dans la figure suivante :

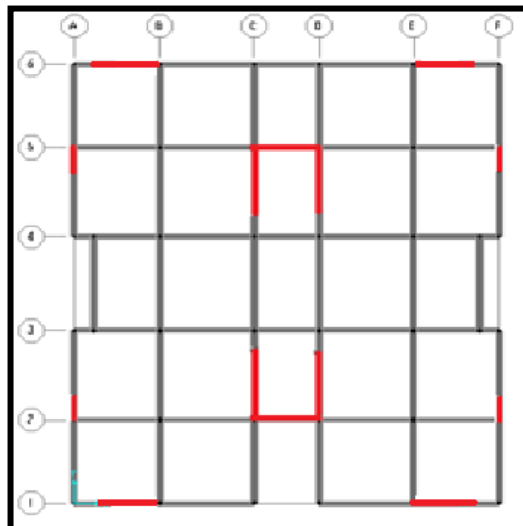


Figure 5.3: Disposition des voiles

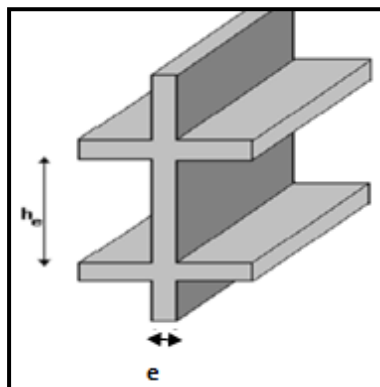


Figure 5.4: coupe des voile

h_e : hauteur d'étage.

e : épaisseur de voile.

Les différentes épaisseurs des voiles sont regroupées dans le tableau 5.14 suivant :

Tableau 5.14: Pré dimensionnement des voiles

sens	niveau	E_p	Hauteur
Sens x-x	Sous sol	0.25	3.06
	RDC	0.25	3.74
	étages	0.2	3.06
Sens y-y	Sous sol	0.25	3.06
	RDC	0.25	3.74
	étages	0.25	3.06

5.4.6 sollicitation des murs voiles:

Dans le tableur suivant on va regroupe les sollicitations obturé par logiciel SAP 2000 :

Tableau 5.15: tableau récapitulatif des sollicitations $e_p=20$ cm

Combinaison	F_{11} (MN)	M_{11} (MN.m)	F_{22} (MN)	M_{22} (MN.m)	V_{max} (MN)
ELU	0.239	0.00094	1.198	0.0047	0.00247
ELS	0.175	0.00067	0.876	0.0033	0.00177
Ex	0.318	0.00143	1.591	0.0083	0.00282
Ey	0.343	0.00138	1.719	0.0069	0.00202

Tableau 5.16: tableau récapitulatif des sollicitations $e_p=25$ cm

Combinaison	F_{11} (MN)	M_{11} (MN.m)	F_{22} (MN)	M_{22} (MN.m)	V_{max} (MN)
ELU	0.147	0.0043	0.906	0.0183	0.010
ELS	0.107	0.00312	0.663	0.0132	0.0076
Ex	0.121	0.00084	0.608	0.0039	0.00184
Ey	0.124	0.00114	0.633	0.00454	0.00252

5.4.7 Vérification sous les sollicitations tangentes:

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,2 \times f_{c28} \longrightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPA}$$

$$\text{avec : } \tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \bar{V} = 1,4 \times V$$

V : L'effort tranchant maximum.

b_0 : La longueur de voile.

d : Hauteur utile \longrightarrow d = 0,9h \longrightarrow h = 0,2m \longrightarrow d = 0,18m
 \longrightarrow d = 0,9h \longrightarrow h = 0,25m \longrightarrow d = 0,225m

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La vérification des sollicitations tangentes pour les voile SS et RDC à l'épaisseur 25 cm , et autre étage $e_p = 20$ cm , est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau 5.17: Vérification de la contrainte tangentielle.

Combinaisons	V_{max} (MN)			τ_u (MPA)			$\bar{\tau}_u$ (MPA)	vérification
	ELU	E_x	E_y	ELU	E_x	E_y	$0,2 \times f_{c28}$	
Voiles (ep=20cm)	0.00247	0.00282	0.00202	0.0096	0.0109	0.0078	5	cv
Voiles (ep=25cm)	0.010	0.00184	0.00252	0.031	0.0057	0.0078	5	cv

5.4.8 Ferrailages des murs voiles :

Le ferrailage des voiles se fait à la flexion composée d'une bonde de section (0,2×1ml) On va prendre un seul exemple pour calcul le ferrailage, et les autres sont calculés à l'aide de logiciel SAP 2000 .

Notre exemple de calcul sera le voile de 1.5m sens Y-Y .

✓ **Calcul des armatures longitudinales :**

$$M_u = 0,00094 \text{ MN.m}$$

$$N_u = 0,239 \text{ MN}$$

$$b = 1$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$\gamma_b = 1,5$$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 347,826 \text{ MPa}$$

$$d = 0,18 \text{ m}$$

$$d' = 0,02 \quad \mu_R = 0,392$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,00094}{0,239} = 0,0039 \text{ m} < 0,1 \quad \text{le centre de pression est à l'intérieur de la section.}$$

Il faut vérifier la condition suivant :

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 0,0039 + \left(0,18 - \frac{0,2}{2}\right)$$

$$e_a = 0,0839 \text{ m}$$

✓ **Le moment fictive M_a :**

$$M_a = N_u \times e_a$$

$$M_a = 0,239 \times 0,0839$$

$$M_a = 0,020 \text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0,239 \times (0,18 - 0,02) - 0,02 = 0,0182 \text{ MN.m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) \times b h^2 \times f_{bc} = (0,337 - 0,81 \times 0,11) \times 1 \times 0,2^2 \times 14,17 = 0,146 \text{ MN.m}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) \times b d^2 \times f_{bc} = (0,337 - 0,81 \times 0,11) \times 1 \times 0,18^2 \times 14,17 = 0,113 \text{ MN.m}$$

$$N_u \times (d - d') - M_a = 0,0182 < \left(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}\right) \times b d^2 f_{bc} = 0,113$$

Donc Domaine 2 : section partiellement comprimée avec armature inférieure tendue

• **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0,020}{(1 \times 0,18^2 \times 14,17)}$$

$$\mu_u = 0,043 < \mu_R = 0,392$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_u)}\right)$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,043)}\right)$$

$$\alpha = 0,054$$

$$Z = d (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,054)$$

$$Z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_2 = 0$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{M_a}{Z} \pm N_u\right)$$

$$A_1 = \frac{1}{347,826} \times \left(\frac{0,02}{0,176} - 0,239\right) = -0,00036 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage est négatif, alors on va ferrailer avec le min du RPA99 v2003

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0,15\% \times 1 \times 0,2 = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit: } A_1 = 4,52 \text{ cm}^2 = 4T12$$

✓ **Armatures transversal:**

$$V_{\max} = 0,0024 \text{ MN}$$

$$\frac{A_t}{h \times S_t} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}$$

• **Espacement:**

$$\text{Solon RPA : } = \min(1,5 \times b; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \cdot V}{b_0 \times d} = 0.00247 \text{ MPA}$$

$$A_t = 0.46 \text{ cm}^2$$

On choisit: $A_t = 3,14 = 4T10$

• **ELS:**

$$e \geq \frac{h}{6} = \frac{0,2}{6} = 0,033 \text{ m}$$

• **N effort de compression :**

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$e_1^3 + p \times e_1 + q = 0$$

$$p = -3 \left(e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$p = -3 \left(0,033 - \frac{0,20}{2} \right)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4}}{1} \left(0,033 - \frac{0,20}{2} + 0,02 \right)$$

$$p = -0,0153 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left(e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(0,033 - \frac{0,20}{2} \right)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4}}{1} \left(0,033 - \frac{0,20}{2} + 0,02 \right)^2$$

$$q = -0,00069 \text{ m}^2$$

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} = 0,0981 \text{ m} = 9,81 \text{ cm}$$

$$x = \frac{0,20}{2} + 0,0981 - 0,033 = 0,1651 \text{ m} = 16,51 \text{ cm}$$

$$s = \frac{b \cdot x^2}{2} + nA_2 (x - d') - nA_1 (d - x)$$

$$s = \frac{1 \cdot 0,1651^2}{2} - 15 \cdot 4,52 \cdot 10^{-4} (0,18 - 0,1651)$$

$$s = 0,0135 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns \cdot x}{s} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,175 \cdot 0,165}{0,0135} = 2,13 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n \cdot Ns \cdot (d - x)}{s} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \cdot 0,175 \cdot (0,18 - 0,165)}{0,0135} = 2,91 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{st} = \frac{400}{1,15} = 347,826 \text{ MPA}$$

Pour le ferrailage vertical et horizontal des voiles de SS et RDC ($e_p = 25 \text{ cm}$) et les voiles des étages 1 ... 10 ($e_p = 20 \text{ cm}$), on va procéder de la même manière, les résultats seront récapitulés dans les tableaux récapitulatifs suivant :

Tableau 5.18: Ferrailage des voiles

Ferrailage		A_{\min} (cm ² /ml) RPA99	A_{st} Choisis (cm ² /ml)
V ₂₀	Vertical	0.15% × b × h=3	A ₁ =4,52 cm ² = 4T12
	Horizontal	0.15% × b × h=3	A ₁ =4,52 cm ² = 4T12
V ₂₅	Vertical	0.15% × b × h=3.75	A ₁ =4,52 cm ² = 4T12
	Horizontal	0.15% × b × h=3.75	A ₁ =4,52 cm ² = 4T12

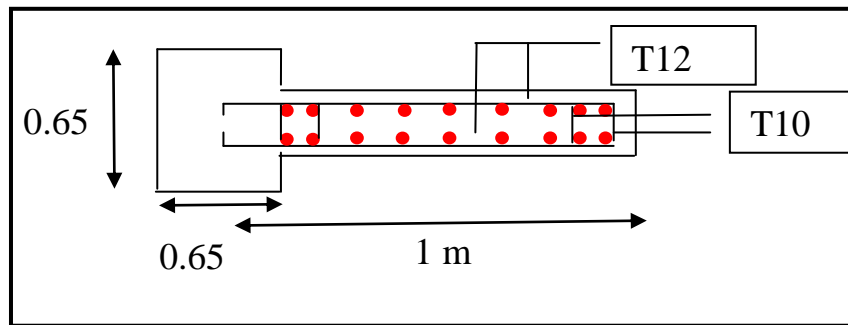


figure 5.5 : Ferrailages des murs voiles

5.5 conclusion

Ce chapitre a été consacré pour l'étude des éléments structuraux, (Poteaux ; Poutres ; Voile). Les poteaux ont été calculés à la flexion composée sous un effort normal et un moment fléchissant, et au cisaillement sous un effort tranchant, ils ont été ferrillés avec les sollicitations maximales à l'état limite ultime, combinaison fondamentale du C.B.A.93 et à l'état accidentel exigée par le RPA99/Version2003, le ferrillage adopté pour les poteaux est le maximum obtenu par le calcul manuel et celui donnée par le RPA/Version2003 et le C.B.A.93.

Les poutres ont été calculées à la flexion simple sous un moment de fléchissant, et au cisaillement sous un effort tranchant, en tenant en compte les sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentés par le C.B.A.93 et le RPA99/Version2003, le ferrillage adopté est le maximum obtenu par le calcul et celui exigé par les deux codes. Les voiles ont été calcul dans les deux directions, verticalement pour résister à la flexion composée et horizontalement pour résister à l'effort tranchant, le calcul des voiles sera effectué suivant les règles du (C.B.A.93) et (B.A.E.L.91) et les vérifications selon le règlement parasismique algérien (RPA99/Version2003).

On remarque que pour les poteaux et les voiles, les sections des armatures calculées sont pratiquement toujours faibles, ce qui implique, que ces éléments sont surdimensionnés.

Enfin, On en déduit que le Règlement Parasismique Algérien favorise la sécurité avant l'économie.



ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

CHAPITRE VI



6.1 Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise.

Elles assurent ainsi la transmission et la répartition des charges de la superstructure vers le sol et limitent les tassements différentiels dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

La transmission des charges au sol peut être directement (Semelles et radiers), ou par l'intermédiaire d'autres organes (Semelles sur pieux).

6.2 Choix du type de fondation :

Les types de fondation sont :

- ✓ Les fondations superficielles (semelle isolée, filante, radié).
- ✓ Les fondations profondes (des pieux).

Le choix du type de fondation est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- ✓ Le type et l'importance de la structure.
- ✓ Les caractéristiques du sol.
- ✓ La facilité de réalisation.
- ✓ La raison économique.
- ✓ La charge totale transmise au sol.

6.3 Hypothèses de calcul:

D'après le rapport du sol qu'on a reçu, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (Radier) à une profondeur de 2 m de la cote du terrain naturel. La contrainte de sol étant de 1.2 bars.

Les fondations superficielles sont calculées à l'état limite de service, pour leurs dimensions extérieures, et à l'état limite ultime de résistance, où à l'état limite de service pour leurs armatures selon les conditions de fissuration.

6.4 Etudes des semelles isolées :

6.4.1 Pré dimensionnement des semelles isolées

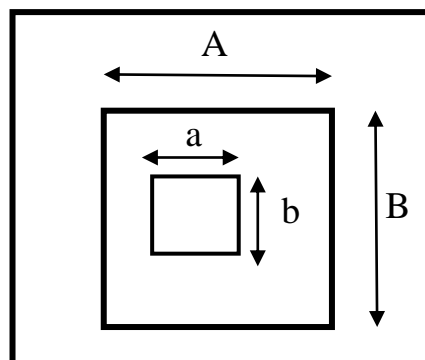


Figure 6.1: schéma de semelle isolé

La condition d'homothétie : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ et ($a = b = 80$ cm).

Dans notre structure, les poteaux sont carrés et par conséquent les semelles isolées sont aussi carrées. Le pré dimensionnement des semelles isolées se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$\frac{N_s}{(A*B)} \leq \overline{\sigma_{adm}}$$

On va pré dimensionner par rapport le poteau le plus sollicité. Avec:

(N_s) : Effort normal maximal à ELS $\rightarrow N_s = 4.471$ MN.

($a ; b$) : Les dimensions du poteau $\rightarrow (a ; b) = (80;80)$ cm .

($\overline{\sigma_{adm}}$) : Contrainte admissible du sol $\rightarrow \overline{\sigma_{adm}} = 1.2$ bars = 0.12 MPA

($A ; B$) : Les dimensions de la semelle isolée $\rightarrow (A = B)$ Semelle carrée.

$$\frac{N_s}{(A*B)} \leq \overline{\sigma_{adm}} \longrightarrow \frac{4.471}{A^2} \leq 0.12 \longrightarrow A \geq \sqrt{\frac{4.471}{0.12}} \longrightarrow A = 6.10 \text{ m}$$

On adopte une semelle isolée de $(7,00 \times 7,00) \text{ m}^2$

6.4.2 Vérification de chevauchement entre semelles isolés :

Si on adopte les mêmes dimensions pour toutes les semelles de la structure, la surface totale des semelles égales à :

$$S_{\text{semelles}} = (7 \times 7) * 36 = 1764 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{semelles}} = 24.7 * 29.1 = 718.77 \text{ m}^2$$

$S_{\text{semelles}} > S_{\text{bâtiment}} \longrightarrow$ Donc, le choix des semelles n'est pas satisfait.

6.5 Etudes des semelles filantes :

$$\frac{S_{\text{Semelle}}}{S_{\text{totale}}} < 50\%$$

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment. La condition n'est pas vérifiée, car la surface des semelles filantes est déjà plus grande que la surface de bâtiment. Donc, on va aller à une conception en radier.

6.6 Etudes d'un radier :

6.6.1 Définition de radier:

Le radier est une fondation superficielle de type plateforme qui est la base d'un bâtiment. Ce système permet une bonne répartition des charges sur une surface plus grande du bâtiment et permet aussi une réduction des tassements différentiels.

Le radier général est en ce moment très courant, surtout pour la construction des grands édifices comme les bâtiments et les habitations résidentielles. Le radier est facile à utiliser, il donne de bons résultats en termes de stabilité de l'assise de la construction.

A l'aide du logiciel (SAP2000 version 14.2.2 et SAFE version 14), on modélise notre fondation de type radier général.

6.6.2 Pré dimensionnement du radier :

Le radier par simplification est toujours considéré comme infiniment rigide par rapport à sa superstructure. En d'autre terme, intersection des poteaux et les voiles avec le radier sont considérés comme des appuis à leur base.

Le radier travaille comme un plancher renversé, assure une bonne répartition des charges sous le sol.

✓ La dalle du radier :

La hauteur minimale de la dalle est conditionnée par :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} \longrightarrow h_d \geq \frac{6.2}{20} \longrightarrow h_d \geq 0.31 \text{ m} = 31 \text{ cm} \text{ en adopte } h_d = 0.60 \text{ m}$$

(L (max)) : Distance maximale entre deux files successives.

✓ Les nervures:

la largeur de la nervure: $b_0 \geq b_{\text{poteau}} \longrightarrow b_0 \geq 0.80 \text{ m}$ on adopte $b_0 = 1 \text{ m}$.

la hauteur de la nervure: $h_N \geq \frac{L_{\max}}{10} \longrightarrow h_N \geq \frac{6.2}{10} \longrightarrow h_N \geq 0.62 \text{ m} = 62 \text{ cm}$

✓ Calcul de débordement:

$L_d \geq \text{Max}\left(\frac{h_d}{2}; 30\text{cm}\right)$ (Avec h_d c'est la hauteur de la dalle du radier).

$L_d \geq \text{Max}\left(\frac{60}{2}; 30\text{cm}\right) \longrightarrow L_d \geq \text{Max}(30\text{cm}; 30\text{cm})$

On adopté un débord de $L_d = 1 \text{ m}$

✓ La condition de raideur (rigidité) :

Pour un radier rigide, il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

Avec : $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}}$

Le : la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E: Module d'élasticité différé du béton ($E_d = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25000} = 10818865$ KPA)

I: Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1 ml.

b: la largeur de la semelle .

K : coefficient de raideur du sol. (Pour un sol moyen $K=4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).

A fin de simplifier les calcule , en considère dans ce qui suit que la nervure a une section rectangulaire de largeur $b_0=1 \text{ m}$ et de hauteur h_t déterminer comme suite:

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \left(\frac{4 * E * I}{K * b} \right)^{1/4} \rightarrow L_{max}^4 \leq \left(\frac{\pi}{2} \right)^4 \frac{4 * E * I}{K * b} \rightarrow I \geq \left(\frac{\pi}{2} \right)^4 \frac{K * b}{4 * E} * l_{max}^4 \rightarrow \frac{b * h^3}{12} \geq \left(\frac{\pi}{2} \right)^4 \frac{K * b}{4 * E} * l_{max}^4$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{b} \left[\left(\frac{\pi}{2} \right)^4 \frac{K * b}{4 * E} * l_{max}^4 \right]} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{12}{1} \left[\left(\frac{\pi}{2} \right)^4 \frac{40000 * 1}{4 * 10818865} * 6.2^4 \right]} \rightarrow h \geq 1.39$$

on prend: $h \geq 1.50$

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max} \rightarrow \frac{\pi}{2} * 4.17 \geq 6.2 \rightarrow 6.5 \geq 6.2 \text{ CV}$$

✓ **Conclusion**

$h_t = 1.50 \text{ m}$

$h_d = 0.60 \text{ m}$

$h_0 = 0.90 \text{ m}$

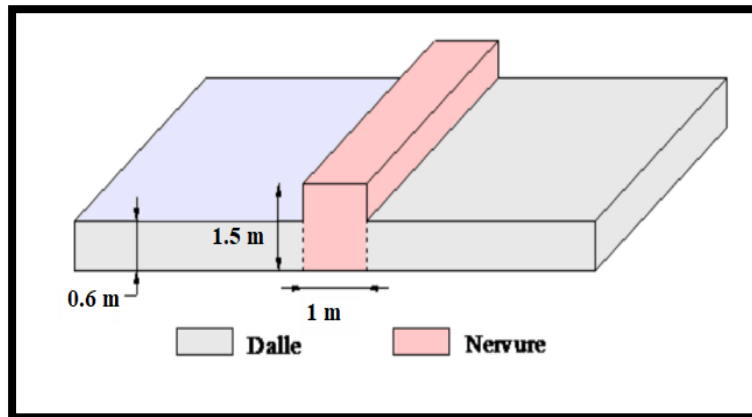


Figure 6.2: les dimensions du radier général adopté

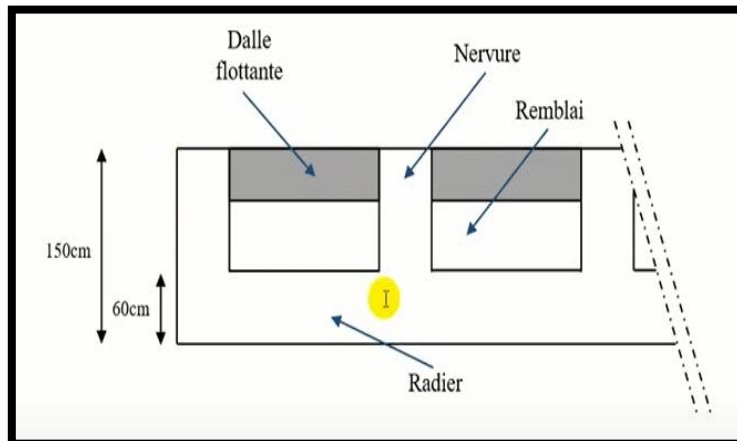


Figure 6.3: coupe transversale sur un radier général

6.6.3 Modélisation:

Le calcul des efforts sollicitant le radier est obtenu en modélisant celui-ci en éléments plaque solidaires à des barres représentant les nervure, chargés par la réaction du sol (engendrées par des efforts ramanés à la superstructure au moyen des poteaux et voile). L'ensemble est appuyé sur des appuis élastiques. Cette modélisation sera faite au moyen du logiciel SAFE version 14 destiné à ce type d'ouvrage.

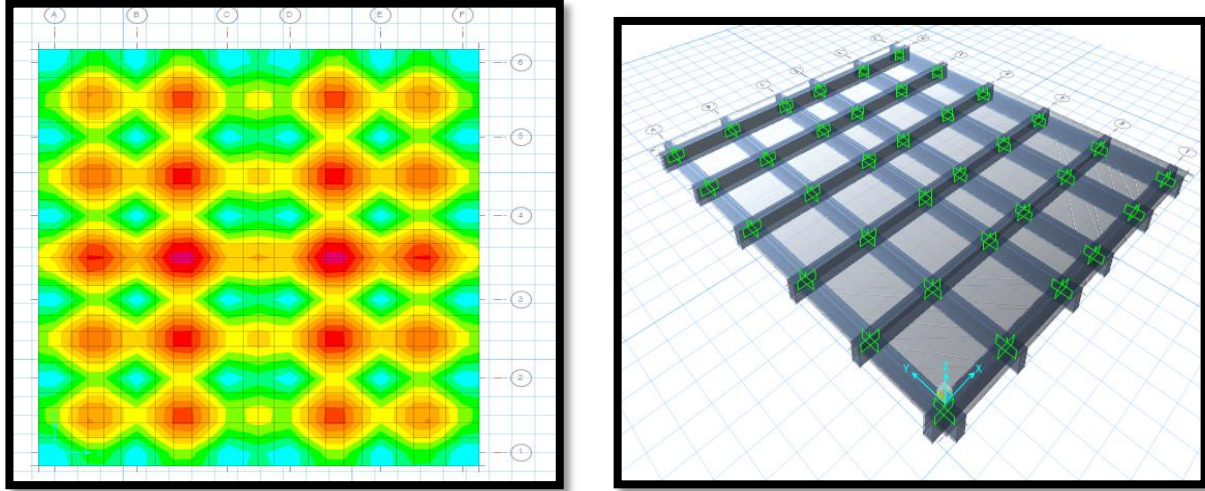


Figure 6.4: modélisation de radier

6.6.4 Vérifications nécessaires:

Vérification la contrainte de sol :

On doit vérifier 02 conditions, pour que la contrainte de sol soit vérifiée

Condition 1 : $\overline{\sigma_{b1}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\overline{\sigma_{sol}} = 1.2 \text{ bar} = 0.12 \text{ MPA}$$

Puisque, on a une répartition trapézoïdale, donc :

$$\overline{\sigma_{b1}} = \frac{3 \cdot K \cdot Z_{max} + K \cdot Z_{min}}{4}$$

Avec :

Z_{max} : Déplacement maximal suivant UZ à ELS ($Z_{max} = 7.762 \text{ mm}$)

Z_{min} : Déplacement maximal suivant UZ à ELS ($Z_{min} = 1.074 \text{ mm}$)

K : le coefficient de BALLAST:

$$K = 2 \cdot \sigma_{sol} = 2 \cdot 0.12 = 0.24 \text{ MPA}$$

$$\overline{\sigma_{b1}} = \frac{3 \cdot 0.24 \cdot 0.0077 + 0.24 \cdot 0.001074}{4} = 0.0014 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma_{sol}} = 0.12 \text{ MPA} \quad \text{cv}$$

Condition 2 : $\overline{\sigma_{b2}} \leq \overline{\sigma_{sol}}$

$$\overline{\sigma_{b2}} = \frac{F_z}{S}$$

F_z : Réaction total de la structure à l'ELS obtenu par le SAP2000. ($F_z = 12106.8 \text{ KN}$)

S: Surface du radier (m^2)

$$S_{radier} \geq \frac{\sum N_s}{\sigma_{adm}} \rightarrow S_{radier} \geq \frac{15.06}{0.12} = 125.5 \text{ m}^2$$

Avec

N_s : la somme des efforts normal a l'état limite servies $N_s = 15.06 \text{ MN}$

$$\overline{\sigma_{b2}} = \frac{F_z}{S} = \frac{12.1068}{125.5} = 0.096 \text{ MPA} \leq 0.12 \text{ MPA} \quad \text{CV}$$

Vérification vis-à-vis le poinçonnement :

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41) on doit vérifier la condition :

$$N_u \leq 0,045 \cdot h_n \cdot u_u \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : L'effort normal du poteau plus sollicité à l'état limite ultime ($N_u= 6.153MN$)

h_N : Hauteur de la nervure ($h_N= 1,50$ m)

u_u : Périmètre du poteau

$$u_u = 4(a+h) = 4(0,8 + 1,50) = 9.2 \text{ m}$$

$$N_u = 6.153 \leq 0,045 * 1.5 * 9.2 * \frac{25}{1.5}$$

$N_u = 6.153 \leq 10.35$ **CV** (pas de risque de poinçonnement).

Les différentes sollicitations :

Après une modélisation du radier avec le logiciel SAFE, comme élément plaque sur sol élastique, on a obtenu les résultats suivant :

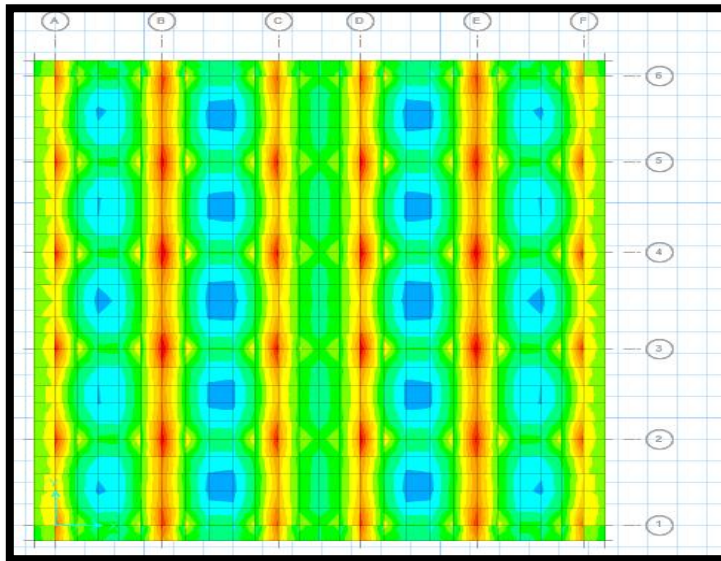


figure 6.5 : Moments M_{11} à L'ELU

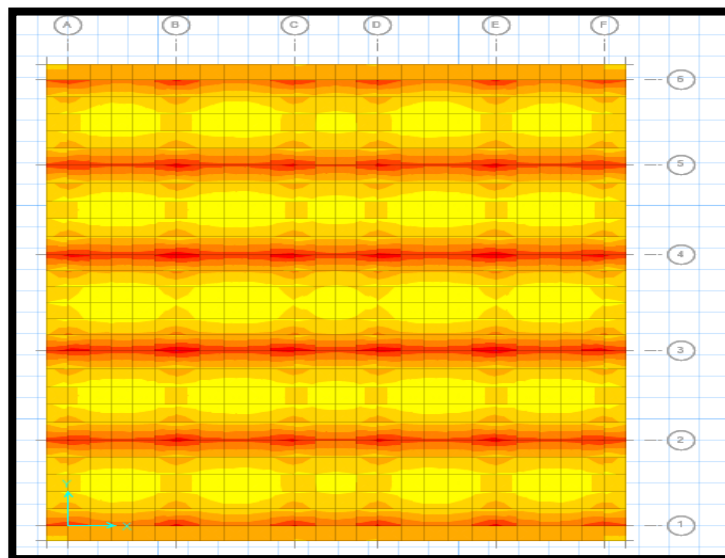


Figure 6.6 : Moments M_{22} à L'ELU

Les différentes sollicitations de la dalle du radier sont récapitulées dans les deux tableaux suivants :

Tableau 6.1: Récapitulatif des moments exercés sur la dalle de radier

		ELU		ELS	
		$M_{11}(MN.m)$	$M_{22}(MN.m)$	$M_{11}(MN.m)$	$M_{22}(MN.m)$
La dalle	Appuis	0.713	0.441	0.528	0.326
	Travée	0.665	0.186	0.493	0.137

6.6.5 Calcul ferrailage longitudinal

Le calcul se fait à la flexion simple avec une bande de 1 m et en deux directions, l'une suivant (x-x) et l'autre suivant (y-y).

$$H_d = 0,6 \text{ m} ; B = 1 \text{ ml} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_c = 400 \text{ MPa} ; f_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_{st} = 347,83 \text{ MPa} ;$$

$$d = 0,9 \times 0,6 = 0,54 \text{ m}$$

✚ Sens x-x :

• En travée:

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,665}{1 \times 0,54^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,160 < \mu_R = 0,379 \quad \text{Section à simple armatures.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - (2 \times \mu_u))}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - (2 \times 0,160))})$$

$$\alpha = 0,219$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,54 (1 - 0,4 \times 0,219)$$

$$Z = 0,492 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,665}{0,492 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 0,003885 \text{ m}^2/\text{ml} = 38,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• En appui:

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,713}{1 \times 0,54^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,172 < \mu_R = 0,379 \quad \text{Section à simple armatures.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - (2 \times \mu_u))}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - (2 \times 0,172))})$$

$$\alpha = 0,237$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,54 (1 - 0,4 \times 0,237)$$

$$Z = 0,488 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,713}{0,488 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 0,004201 \text{ m}^2/\text{ml} = 42,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ Sens y-y :

• En travée:

$$\mu_u = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,186}{1 \times 0,54^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,045 < \mu_R = 0,379 \quad \text{Section à simple armatures.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - (2 \times \mu_u))}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - (2 \times 0,045))})$$

$$\alpha = 0,057$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,54 (1 - 0,4 \times 0,057)$$

$$Z = 0,527 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,186}{0,527 \times 347,83}$$

$$A_{st} = 0,001014 \text{ m}^2/\text{ml} = 10,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• En appui:

$$\mu_u = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,441}{1 \times 0,54^2 \times 14,17}$$

$$\mu_u = 0,106 < \mu_R = 0,379 \quad \text{Section à simple armatures.}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{(1 - (2 \times \mu_u))}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - (2 \times 0,106))})$$

$$\alpha = 0,140$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,54 (1 - 0,4 \times 0,140)$$

$$Z = 0,509 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.441}{0.509 \times 347.83}$$

$$A_{st} = 0.002490 \text{ m}^2/\text{ml} = 24.90 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ **Condition de non-fragilité:**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq (0,23 \times 1 \times 0,54 \times \frac{2.1}{400}) * 10^4$$

$$A_{st} \geq 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **En travée:**

Sens x-x: $A_{st} = 38.85 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **CV**

Sens y-y: $A_{st} = 10.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **CV**

• **En appuie:**

Sens x-x: $A_{st} = 42.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **CV**

Sens y-y: $A_{st} = 24.90 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **CV**

✚ **Choix de ferrillage:**

• **En travée:**

Sens x-x: $A_{st} = 8T25 = 39.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y: $A_{st} = 8T16 = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• **En appuie:**

Sens x-x: $A_{st} = 9T25 = 44.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens y-y: $A_{st} = 9T20 = 28.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$

6.6.6 Vérification à l'ELS :

• **En travée:**

Sens x-x:

$$A_{st} = 8T25 = 39.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ Position de l'axe neutre

$$b \times \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) \rightarrow 100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 39.27 \times (54 - x)$$

$$50x^2 + 589.05x - 31808.7 = 0$$

$$x = 20.01 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2 \rightarrow I = 100 \times \frac{20.01^3}{3} + 15 \times 39.27 \times (54 - 20.01)^2 \rightarrow I = 947608.17 \text{ cm}^4$$

6.6.7 Vérification des contraintes:

• **En travée**

◆ **Sens x-x**

➤ **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S \times x}}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{S \times x}}{I} = \frac{0.493 \times 0.2001}{947608.17 \times 10^{-8}} = 10.40 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \text{ **CV**}$$

➤ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s \times (d-x) \times n}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s \times (d-x) \times n}{I} = \frac{0.493 \times (0.54 - 0.20) \times 15}{947608.17 \times 10^{-8}} = 265.33 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPA} \text{ **CV**}$$

◆ **Sens y-y:**

$$A_{st} = 10.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre

$$b \times \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) \rightarrow 100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 10.14 \times (54 - x)$$

$$50x^2 + 152.1x - 8213.4 = 0$$

$$x = 11.38 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2 \rightarrow I = 100 \times \frac{11.38^3}{3} + 15 \times 10.14 \times (54 - 11.38)^2 \rightarrow I = 325409.57 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times x}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times x}{I} = \frac{0.137 \times 0.1138}{325409.57 \times 10^{-8}} = 4.79 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \text{ CV}$$

➤ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_S \times (d - x) \times n}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S \times (d - x) \times n}{I} = \frac{0.137 \times (0.54 - 0.1138) \times 15}{325409.57 \times 10^{-8}} = 264.22 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPA} \text{ CV}$$

• **En appuie:**

◆ **Sens x-x:**

$$A_{st} = 42.70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Position de l'axe neutre

$$b \times \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) \rightarrow 100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 42.70 \times (54 - x)$$

$$50x^2 + 640.5x - 34587 = 0$$

$$x = 20.66 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2 \rightarrow I = 100 \times \frac{20.66^3}{3} + 15 \times 42.7 \times (54 - 20.66)^2 \rightarrow I = 1005898.81 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times x}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times x}{I} = \frac{0.528 \times 0.2066}{1005898.81 \times 10^{-8}} = 10.84 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \text{ CV}$$

➤ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_S \times (d - x) \times n}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_S \times (d - x) \times n}{I} = \frac{0.528 \times (0.54 - 0.2066) \times 15}{1005898.81 \times 10^{-8}} = 262.50 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPA}$$

CV

◆ **Sens y-y:**

$$A_{st} = 9T20 = 28.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Position de l'axe neutre

$$b \times \frac{x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) \rightarrow 100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 28.27 \times (54 - x)$$

$$50x^2 + 424.05x - 22898.7 = 0$$

$$x = 17.57 \text{ cm}$$

$$I = b \times \frac{x^3}{3} + n \times A_{st} \times (d - x)^2 \rightarrow I = 100 \times \frac{17.57^3}{3} + 15 \times 28.27 \times (54 - 17.57)^2 \rightarrow I = 743573.96 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times x}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_S \times x}{I} = \frac{0.326 \times 0.1757}{743573.96 \times 10^{-8}} = 7.70 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \text{ CV}$$

➤ **Calcul des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s \times (d-x) \times n}{I} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s \times (d-x) \times n}{I} = \frac{0.326 \times (0.54 - 0.1757) \times 15}{743573.96 \times 10^{-8}} = 239.57 \text{ MPA} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}} \right) = 266.66 \text{ MPA CV}$$

6.6.8 Vérification au cisaillement :

Le règlement (C.B.A.93) admet par simplification le principe de la tangente conventionnelle ultime et considère que seule l'âme résiste à l'effort tranchant : La contrainte tangentielle doit satisfaire les conditions suivantes: $\tau_u < \overline{\tau}_u$

Avec: τ_u : La contrainte de cisaillement.

Tableau 6.2: Récapitulatif d'effort tranchant exercés sur le radier

		Effort tranchant (MN)	
		ELU	ELS
La dalle	Sens x-x	0.132	0.100
	Sens y-y	0.279	0.220

• **Sens x-x**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \quad \text{Avec: } (b = 1 \text{ m}) ; (d = 0,54 \text{ m})$$

$T_{u \max}$: L'effort tranchant à l'ELU

$\overline{\tau}_u$: La contrainte admissible de cisaillement du béton (cas d'armatures droites)

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) \quad \text{Pour une fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{MPa} \right) \rightarrow \overline{\tau}_u = \min (2,5 ; 4 \text{MPa}) \rightarrow \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{0,132}{1 \times 0,54} = 0,24 \text{ MPA} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \quad \text{CV}$$

• **Sens y-y**

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} = \frac{0,279}{1 \times 0,54} = 0,51 \text{ MPA} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA} \quad \text{CV}$$

✚ **Calcul de l'espacement:**

D'après le BAEL91

$$st \leq \min(0,9 \times d ; 40) \text{ cm}$$

$$st \leq \min(54 ; 40) \text{ cm}$$

On adopte $st = 15 \text{ cm}$ (le min du BAEL91)

❖ **La nervure:**

Tableau 6.3: Récapitulatif des moments exercés sur la nervure

		ELU		ELS	
		M ₁₁ (MN.m)	M ₂₂ (MN.m)	M ₁₁ (MN.m)	M ₂₂ (MN.m)
La nervure	Appuis	0.890	0.821	0.651	0.620
	Travée	0.720	0.755	0.562	0.520

✚ **Calcul ferrailage longitudinal**

Tableau 6.4 : Ferrailages de la nervure sens x.

	Sens x-x									
	μ_u	α	A _{st} (cm ² /ml)	A _{st min} (cm ² /ml)	A _{st choisi}	σ_b (MPa)	$\overline{\sigma}_b$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\overline{\sigma}_{st}$ (MPa)	
Travée	0.024	0.030	16.40	16.18	10T16	2.84	15	181.69	266.66	CV

					=20.11					
Appuis	0.032	0.040	18.27	16.18	10T16 =20.11	4.00	15	256.02	266.66	CV

Tableau 6.5 : Ferrillages de la nervure sens y.

	Sens y-y									
	μ_u	α	A_{st} (cm ² /ml)	$A_{st\ min}$ (cm ² /ml)	A_{st} choisi	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	
Travée	0.029	0.034	16.19	16.18	10T16 =20.11	3.20	15	204.50	266.66	CV
Appuis	0.031	0.030	17.74	16.18	10T16 =20.11	4.28	15	243.83	266.66	CV

✚ Vérification la contrainte de cisaillement :

Tableau 6.7: Vérification la contrainte de cisaillement.

	b (m)	d (m)	$T_{u\ max}$ (MN)	τ_u (MPA)	$\bar{\tau}_u$ (MPA)	
Sens x-x	1	1.35	0.747	0.55	2.5	CV
Sens y-y	1	1.35	0.699	0.51	2.5	CV

✚ Calcul de l'espacement:

Selon le RPA99 version2003 :

▪ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \varnothing_{min} ; 30 \text{ cm} \right)$$

Avec:

\varnothing_{min} : est le diamètre le petit du ferrailage longitudinal

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{150}{4} ; 12 * 1.6 ; 30 \text{ cm} \right)$$

$$S_t \leq \text{Min} (37.5 ; 19.2 ; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 19.2$$

On adopte: $S_t = 10 \text{ cm}$

▪ **En zone courant :**

$$S_t' \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t' \leq \frac{150}{2}$$

$$S_t' \leq 75$$

On adopte: $S_t' = 15 \text{ cm}$.

6.6.9 Calcul ferrailage transversal:

D'après (BAEL.91), le diamètre des armatures transversales pour les nervure est donnée par:

$$\varnothing_t \leq \text{min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varnothing_{lmin} \right)$$

$$\varnothing_t \leq \text{min} \left(\frac{150}{35} ; \frac{100}{10} ; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t \leq \text{min} (4.28 ; 10 ; 1.6)$$

$$\varnothing_t \leq 1.6 \text{ cm}$$

On adopte : $\varnothing_t = 10 \text{ mm}$

Tableau 6.8: Ferrailages de la nervure et la dalle d'un radier nervuré

		Sens	A_{st} Calculé (cm^2)	A_{st} choisie (cm^2)	
				N*Ø	(cm^2)
Dalle	Appui	x-x	42.70	9T25	44.18
		y-y	24.90	9T20	28.27
	Travée	x-x	38.85	8T25	39.27
		y-y	10.14	8T16	16.08
Nervure	Appui	x-x	18.27	10T16	20.11
		y-y	17.74	10T16	20.11
	Travée	x-x	16.40	10T16	20.11
		y-y	16.19	10T16	20.11

6.7 Conclusion:

Les fondations ont pour rôle de transmettre les charges au sol. Elles sont choisies selon plusieurs critères comme la capacité portante du sol, la distance entre axes des poteaux, l'importance des charges transmises et la profondeur du bon sol. Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient.

Nous sommes ensuite passés à un calcul avec fondation sur nervure, le radier a été calculé comme un plancher renversé et la nervure a été calculée comme une poutre renversée. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant



ETUDE ÉCONOMIQUE

CHAPITRE VII



7.1 Introduction :

L'entreprise est un système vivant qui, comme tout autre organisme, se doit être adaptable à son environnement qui évolue suivant les temps. Pour relever les défis, il a fallu chercher à améliorer les méthodes et les moyens spécifiques pour gérer les inévitables aléas. Pour favoriser la créativité, l'engagement et l'autonomie faut penser au Management du projet car c'est un mode de gestion qui demande à être pensé et accompagné.

7.2 Présentation de projet:

Le projet que nous sommes entrain étudié est un bâtiment (R+10) à usage multiple constitué de :

- Un rez de chaussée à usage commercial.
- 1er au 10ème étages à usage d'habitation comporte 4 appartements F3 par étage.

Ce bâtiment est situé A Daïra de Nedroma résidence "TWIN TOWERS" haï El Arbi Wilaya de Tlemcen. Il s'étale une surface d'un logement 150 m² ,la surface d'un seul bloc pour 40 logt 723.71 m², la surface de 80 logs c'est 1447.42 m² et la surface totale de terrain c'est 2188m² .

Notre but n'est pas seulement d'étudié le bâtiment techniquement mais aussi de faire une étude managériale basée sur la maitrise des notions de management de projet pour : Définir le délai, le coût et le contenu technique, Déterminer les exigences, Définir des objectifs clairs et réalisables.

En effet, Pour assurer le succès d'un projet, l'équipe de projet doit : Planifier, développer, contrôler, ajuster, et enfin de clore le projet de notre bâtiment avec un capital d'expérience.

7.3 Le management du projet :

Le management du projet est l'ensemble des actions engagées par une ou des organisation(s) afin de définir /concevoir un projet, de le lancer et de le réaliser. Celui-ci ne relève pas seulement de l'application de l'outil de gestion, mais d'un système de gestion à part entière et aussi la fonction de direction de projet.

Le management du projet comprend la planification, l'organisation, le suivi de la progression et la maitrise de tous les aspects du projet dans un processus continu, afin d'atteindre ses objectifs internes et externes en respectant les couts, les délais et les spécifications techniques.

❖ **Projet :**

Un projet est ensemble d'actions à réaliser pour satisfaire un objectif défini, dans le cadre d'une mission précise, et pour la réalisation desquelles on a identifié non seulement un début, mais aussi une fin.

Un projet est un processus unique, qui consiste en un ensemble d'activités coordonnées et maîtrisées comportant des dates de début et de fin, entreprises dans le but d'atteindre un objectif conforme à des exigences spécifiques telles que des contraintes de délais, de couts et des ressources.

Un projet a des facteurs principaux qui sont : la qualité, la performance, le cout et le délai, le respect de ces facteurs permet d'assurer une bonne qualité de produit réalisé.

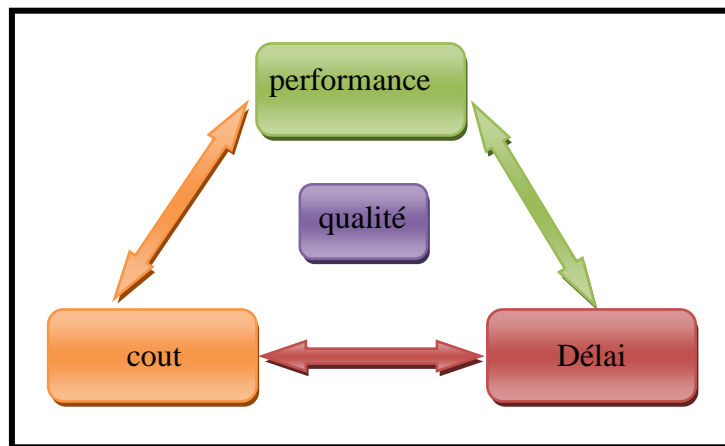


Figure 7.1 : Triangle d'Or du projet

✓ **Performance et spécifications (contenus) :**

C'est les attentes du client qui doivent être atteintes elles contiennent les normes, cahier de charges, les documents techniques.

✓ **Coûts et budget :**

Contient l'étude de faisabilité économique, La fiabilité des estimations des coûts la budgétisation, la maîtrise des coûts.

✓ **Le temps et le planning :**

C'est l'estimation des délais et la planification, la maîtrise des délais.

7.4 Les phases de gestion d'un projet :

Conception \Rightarrow planification \Rightarrow réalisation \Rightarrow terminaison

a) **La conception:**

- Déterminer le but du projet
- estimer les ressources, coûts délais.
- estimation des risques.
- estimation de rentabilité

b) **La planification :**

- Planification globale
- Détails des coûts et délais
- Définition des responsabilités

c) **Phase de réalisation :**

- Mise en place de l'organisation
- Exécution des travaux
- Résolution des problèmes

d) **Phase de terminaison :**

- Amélioration du déroulement du projet
- Analyse des écarts entre planifié et réalisé
- Evaluation du projet.

7.5 Les acteurs dans notre projet :



Figure 7.2 : Les acteurs dans notre projet

Les chantiers de construction mobilisent un nombre important d'intervenants dont :

✚ **Maître d'ouvrage : (SARL NEDPROMO)**

Le maître de l'ouvrage est la personne physique ou morale pour le compte duquel sont réalisés les travaux et les ouvrages.

✚ **Maître d'œuvre : (OUALI CHAUCHE Karim)**

Architecte ou bureau d'étude spécialisés chargé par le maître de l'ouvrage de concevoir de suivre et de contrôler l'exécution des travaux, dans les conditions de délais, de qualité et de coût fixées.

✚ **Le contrôleur technique :(C.T.C)**

Personne physique ou morale agissant pour le compte du maître d'ouvrage et ayant pour mission de contrôler et contribuer à la prévention des aléas techniques susceptible d'être rencontrés dans la réalisation des ouvrages.

✚ **Laboratoire géotechnique LTPO :**

Le laboratoire des travaux public doit offrir des services et des activités aux particuliers on les organise comme suit Conseil en ingénierie pour la géologie des sols. Essais et contrôle des matériaux de construction.

✚ **Société Nationale d'Assurance : (S.A.A)**

Lors de la survenance d'un évènement incertain et aléatoire souvent appelé « Risque »,il faut définir une nouvelle notion ,c'est l'assurance qui est un service fournit une prestation financière destinée à un individu, une association, ou une entreprise.

✚ **Entreprise : (SARL NEDPROMO)**

L'entrepreneur a pour objet de la réalisation des travaux, en assurant les moyens matériels nécessaires et une main d'œuvre qualifié et en nombre requis, par rapport à la nature de l'ouvrage.

7.6 Planification de notre projet :

Le planning d'un projet nécessite de disposer d'un cadre de référence unique et commun entre les différents acteurs afin d'identifier toutes les tâches nécessaires et suffisantes pour en maîtriser la gestion tant sur le plan technique, économique et administratif. Et pour cela nous avons plusieurs outils a utilisés :

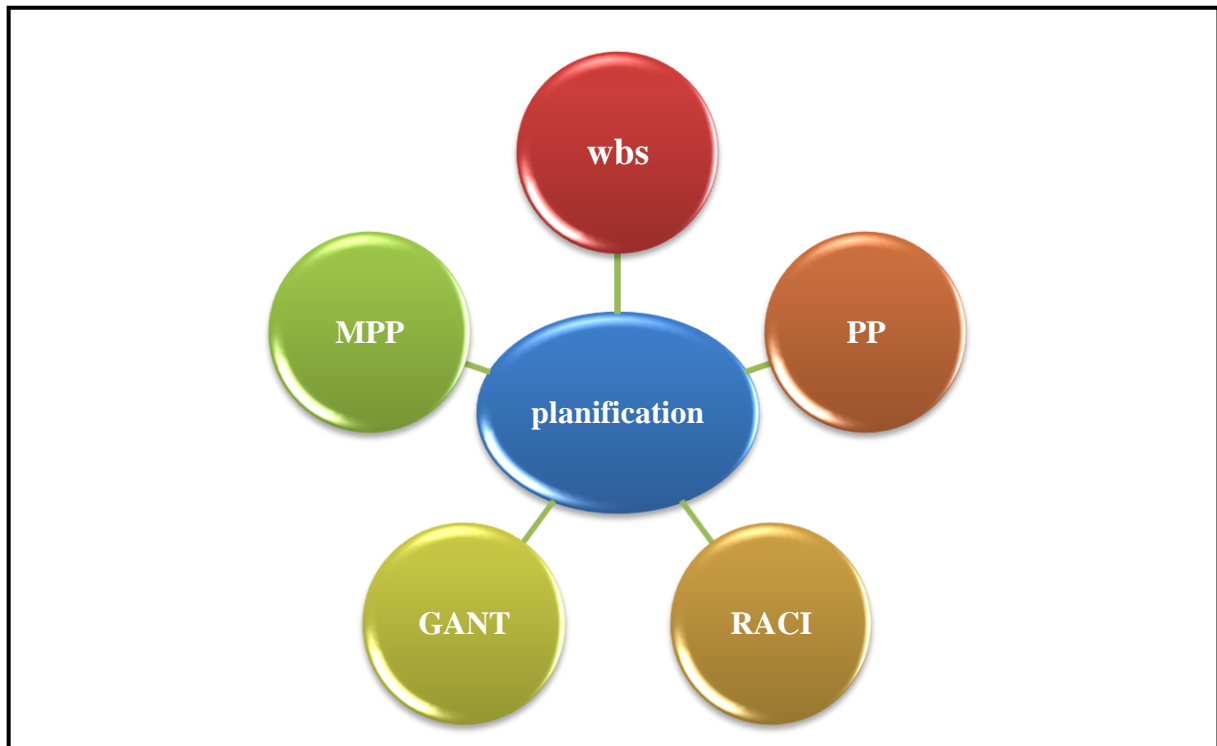


Figure 7.3: Les outils nécessaires de planification

- **Works Breakdown Structure (WBS) :**

WBS signifie que le projet subit au départ trois manipulations importantes :

- ❖ Décomposer le projet en tâches.
- ❖ Ordonner ces tâches.
- ❖ Donner une hiérarchie à ces tâches (ou créer le WBS du projet): par exemple la tâche coulage de béton est d'échelle 1 alors que les sous tâches coffrage, ferrailage, etc... sont d'échelle 2.

L'organigramme technique (WBS) est par excellence l'outil adéquat. Works Breakdown Structure (Structure hiérarchique des tâches) Le WBS de notre projet est représenté dans (L'annexe B).

- **Priorités du projet (PP) :**

Un projet est caractérisé par trois éléments : La bonne **qualité** si les exigences de performances sont satisfaites, un **délai** et un **coût** incite le chef de projet de contrôler en permanence l'évolution des dépenses et contrôler la balance entre les besoins du propriétaire.

- **La matrice des priorités (MPP) :**

Les chefs de projet sont confrontés en permanence à des choix dans leurs actions ou leurs décisions :

- ❖ Réaliser le projet dans les délais, mais avec un coût supplémentaire.
- ❖ Faire moins cher mais peut être au détriment de la qualité.
- ❖ Gagner sur les coûts ou les délais mais en dégradant les conditions de travail.

- **Matrice des responsabilités (RACI) :**

La matrice **RACI** définit les rôles et responsabilités dans un service ou sur un projet mais aussi dans une entreprise, cet acronyme RACI signifie :

R : responsabilité, A : autorité, C : consulté et I : informé

- **R : responsabilité :**

Il s'agit des personnes qui effectuent le travail requis pour exécuter la tâche.

- **A : autorité :**

Il s'agit des personnes qui doivent rendre des comptes relativement à l'exécution de la tâche de manière convenable et complète.

C : consulté :

Ce sont ceux dont les avis sont demandés par l'intermédiaire de la communication bilatérale.

I : informé :

Il s'agit de ceux qui sont tenus au courant de l'avancement ou de l'achèvement des tâches.

Diagramme de GANTT :

Le diagramme de GANTT permet de planifier notre projet et de le rendre plus simple le suivi de son avancement, aussi un bon moyen de communication entre les différents acteurs d'un projet.

Ce type de modélisation est particulièrement facile à mettre en œuvre avec un simple tableur plus connu est Microsoft Project.

MS Project :

Est un outil informatique qui permet de planifier et suivre un projet, il permet de gérer les tâches, les ressources, les charges de travail, les coûts et les calendriers.

La gestion est assurée par la mise à jour de la progression et le réajustement automatique du projet.

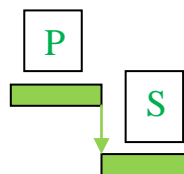
La notion tâche :

L'activité est le processus qui consiste à identifier les actions spécifiques à entreprendre pour produire les livrables de projet.

Les 4 types de liaisons des tâches/

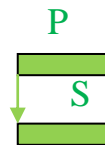
liaison de type fin à début (FD) :

La tâche S peut débuter lorsque la tâche P est terminée.



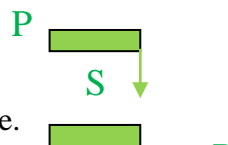
liaison de type début à début (DD) :

La tâche S peut débuter lorsque la tâche P est commencée.



liaison de type fin à fin (FF) :

La tâche S peut terminer lorsque la tâche P est terminée.



liaison de type début à fin (DF)

La tâche S peut terminer lorsque la tâche P est commencée



S (le successeur)

P (Le prédécesseur)

La durée escomptée de chaque tâche doit être raisonnable, respectable et n'entraîne pas à un surcoût de projet.

7.7 Estimation de la durée des activités :

La durée des activités est souvent difficile à estimer en raison du nombre de facteurs qui peuvent l'influencer. Pour estimer la durée de réalisation des activités ou des tâches du projet.

Il existe plusieurs méthodes notamment :

- ◆ Le jugement d'expert.
- ◆ L'utilisation de l'information historique.
- ◆ Le chronomètre des tâches.

Dans notre cas, la durée des tâches est déterminée on se rapprochant d'experts du domaine de bâtiment et on se consultant avec nos encadreurs. La durée d'une tâche va dépendre du nombre de ressources humaines qui lui est affecté.

on a effectué un calcul automatique grâce au logiciel MS Project (voir annexe D), qui nous a permis d'obtenir les résultats ci-après :

- ❖ Le début du projet est prévu le : 06/07/2021.
- ❖ La fin du projet est prévu le : 23/09/2026.
- ❖ La durée du projet est de 1183 jours de travail.
- ❖ La durée du projet en mois est d'environ 40 mois.

7.8 Calcul de devis quantitatif - estimatif de notre projet :

Après la détermination des quantités nécessaires pour la réalisation du bâtiment, on passe à un calcul de devis estimatif, on applique les prix unitaire aux quantités calculées, Le devis quantitatif-estimatif est résumé dans le tableau suivant :

Avec :

- ✚ (PU (DA) en H.T) : Le prix unitaire en Dinar Algérien et en hors taxe.
- ✚ (Totale (DA) en H.T) : Le montant total en Dinar Algérien et en hors taxe.
- ✚ Le taux de TVA est de 09% en 2022.

GROS ŒUVRES					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U	Montant
01/ Travaux préliminaires					
1-1	Installation et rempli du chantier	/	1		36697020.00
02/Terrassement:					
2-1	Décapage de la terre végétale et nivellement sur emprise bâtiments, trottoirs exécutées mécaniquement, y compris mise en dépôt N°01 et toutes sujétions d'exécution	m ³	271.00	300.00	81 300.00
2-2	Fouilles tous types dans un terrain meuble ou compacte y. Compris mise en dépôt N°02 et toutes sujétions d'exécution	m ³	488.00	1 000.00	488 000.00
2-3	Remblais des vides des fouilles en terre prévenant du dépôt N°02 soigneusement exécutés et arrosés par couches de 20cm 'y. Compris chargement, déchargement, transport et toutes sujétions d'exécution.	m ³	78.00	800.00	62 400.00

2-4	Remblais des vides et des vides des fouilles en (TUFÉ, STERILE) sélectionné soigneusement compacté et arrosés par couches de 20cm (hauteur de remblais >1,00m) 'y. Compris chargement, déchargement, transport et toutes sujétions d'exécution	m ³	150.00	1 300.00	195 000.00
2-5	Evacuation de la terre à la décharge publique (Coefficient de foisonnement compris) quelque soient la distance 'y compris chargement, déchargement et toutes sujétions d'exécution.	m ³	965.00	500.00	482 500.00
				S/Total 01	1 309 200.00
03/Béton armé en Fondation:					
3-1	Gros Béton de remplissage dosé à 250 kg en plein fouilles y. Compris nettoyage et toutes sujétions d'exécution	m ³	38.00	8 000.00	304 000.00
3-2	Béton de propreté dosé à 200 kg / m ³ ép. =10 cm sous semelles et longrines y. Compris coffrage, décoffrage, nettoyage et toutes sujétions d'exécution.	m ³	45.00	8 000.00	360 000.00
3-3	Béton armé dosé à 350kg/m ³ pour le radier générale et la nervure. Compris coffrage façonnage des aciers et coulage décoffrage nettoyage et vibration	m ³	675.00	30000.00	20 250 000.00
3-4	Béton armé dosé à 350kg/M ³ pour avant poteaux y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration, 02 couches de FLINKOT et toutes sujétions d'exécution	m ³	18.00	33 000.00	594 000.00

3-5	Béton armé dosé à 350kg/M ³ pour avant voile y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration, 02 couches de FLINKOT et toutes sujétions d'exécution	m ³	4.00	35 000.00	140 000.00
3-6	Béton armé dosé à 350kg/M ³ pour dalle pleine et escalier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution	m ³	6.00	32 000.00	192 000.00
3-7	Hérisson nage sous dalle flottante en pierre sèche ép.=0.15m y compris compactage et arrosage et toutes sujétions.	m ²	499.00	1 000.00	499 000.00
-8	Plate forme en Béton légèrement armée dosé à 250kg/M ³ coulée sur hérisson nage ep=10cm y/c, armature en treillis soudé avec isolation en film polyane et joints en polystyrène a chaque contacte avec longrine et toutes sujétions d'exécution	m ²	347.00	1 200.00	416 400.00
				S/Total 02	28 344 400.00

04/ Béton armé en Elévation:

N°	Désignation des Ouvrages.	U	Quantité	Prix U	Montant
4-1	Béton armé dosé à 350kg/m ³ y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration, Exécution des éléments décoratifs tous types et toutes sujétions d'exécution. Pour				
4-2	Poteaux	m ³	477.00	36 000.00	17 172 000.00
4-3	Poutres, Chainages	m ³	566.00	34 000.00	19 244 000.00
4-4	Escalier, paillasse et poutres palière	m ³	34.00	33 000.00	1 122 000.00
4-5	Mur voile	m ³	278.00	35 000.00	9 730 000.00

4-6	Dalle pleine	m ³	129.00	32 000.00	41 280 000.00
4-7	Acrotère et Pergolas	m ³	34.26	28 000.00	959 280.00
4-8	Plancher en corps creux de 16+5 cm, y compris dalle de compression de 5cm, poutrelle en béton armé dosé à 350kg/m ³ , hourdis et treillis soudés de 15x15 fit 4 y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution	m ²	7622.00	3 600.00	27 439 200.00
				S/Total 03	116 946 480.00
05/Maçonnerie Int et Extérieur					
5-1	Mur extérieur en double parois de 30cm en briques creuses de 15 & 10 cm au mortier de ciment avec une lame d'air de 05cm. Compris toutes sujétions d'exécution..	m ²	2 386.00	2 300.00	5 487 800.00
5-2	Mur intérieur de 20 cm en briques creuses au mortier de ciment y compris toutes sujétions d'exécution..	m ²	3849.00	1 800.00	6 928 200.00
5-3	Mur intérieur de 15 cm en briques creuses au mortier de ciment y compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	1 920.00	1 800.00	3456 000.00
5-4	Mur intérieur de 10 cm en briques creuses au mortier de ciment y. Compris toutes sujétions d'exécution..	m ²	1 150.00	1 100.00	1 265 000.00
5-5	Enduits extérieurs monocouche appliqué avec machine a projection sur maçonnerie ou béton épaisseur 02 cm y. Compris rebouchages des trous, préparation du support et toutes sujétions d'exécution	m ²	3 579.00	2 500.00	8 947 500.00

5-6	Fourniture et mise en place Mur intérieur de séparation en BA13 posé sur ossature galvanisé y compris bande à joint, enduit sur les raccords, 01 couche d'enduit de lissage toutes sujétions de bonnes exécutions.	m ²	933.00	2 500.00	2 332 500.00
5-7	Fourniture et mise en place d'habillage sur Mur intérieur en BA13 posé sur ossature galvanisé y compris bande à joint, enduit sur les raccords , 01 couche d'enduit de lissage toutes sujétions de bonnes exécutions.	m ²	1 171.00	2 200.00	2 576 200.00
5-8	Enduits intérieurs sur mur (exécuter avec arrêtes) lisse au mortier de ciment en trois couches y. Compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	3 308.00	850.00	2 811 800.00
5-9	Enduits intérieurs sous plafond lisse au mortier de ciment en trois couches y. Compris toutes sujétions d'exécution	m ²	1 421.00	900.00	1 278 900.00
5-10	Enduits intérieurs en plâtre sur mur appliqué avec machine a projection ep 02 cm y. Compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	1 898.00	900.00	1 708 200.00
5-11	Enduits intérieurs en plâtre sous plafond appliqué avec machine a projection ep 02 cm y. Compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	1 193.00	1 000.00	1 193 000.00
5-12	Exécutions d'un potager de cuisine (DIM=0,6x3,3x0,90m) en deux parties avec paillasse en béton armée dosé à 350kg/m ³ revêtu d'une plaque de marbre (Ep= 2cm) de DIM=0,65x3,30m jambage en briques avec réservation d'évier à deux bac y. Compris toutes sujétions d'exé-	U	22.00	50 000.00	1 100 000.00

	cution.				
5-13	Fourniture et pose d'un kit complet de potager de cuisine en MDF linéaire totale de 3,40 m compose de meuble bas, meuble haut , meuble colonne four 2 portes de 65cm, yc plaque chauffante a gaz, four a gaz de marque CE réputé, levier cuisine un bac avec mélangeur et siphon, plan de travail en marbre et toutes sujétions de pose de fixation et de bonne exécution.	U	4.00	200 000.00	800 000.00
5-14	F & P de grille d'aération complète pour ventilation de la cuisine en PVC y. Compris fourreau en PVC, réglage et toutes sujétions d'exécution	U	26.00	1 500.00	39 000.00
5-15	Fourniture et pose de couvre joint extérieure en PVC de 20 cm suivant le choix du maître d'œuvre et toutes sujétion de bonne exécution,	ml	358.00	1 100.00	393 800.00
				S/Total 04	51 476 811.00
06/Revêtement des Sols , Murs & fauxplafond					
6-1	F&P de carreau monocouche en granite reconstituer de qualité y compris Chappe en béton dosé à 250kg/m3 pour réglage et rattrapage de niveaux de sols, mortier de pose dosé à 200 kg/m3 et joint en ciment blanc et toutes sujétions d'exécution.	m ²	445.00	2 700.00	1 201 500.00
6-2	F&P de compact aux de qualité y compris Chappe en béton dosé à 250kg/m3 pour réglage et rattrapage de niveaux de sols, mortier de pose dosé à 200 kg/m3 et joint en ciment teinté et toutes	m ²	1 484.71	2 500.00	3 711 775.00

	sujétions d'exécution				
6-3	F&P de carreau de sol de qualité y compris Chappe en béton dosé à 250kg/m ³ pour réglage et rattrapage de niveaux de sols, mortier de pose dosé à 200 kg/m ³ et joint en ciment teinté et toutes sujétions d'exécution	m ²	596.46	2 200.00	1 312 212.00
6-4	F&P de carreaux de sols anti dérapant de qualité y compris Chappe en béton dosé à 250kg/m ³ pour réglage et rattrapage de niveaux de sols, mortier de pose dosé à 200 kg/m ³ et joint en ciment teinté et toutes sujétions d'exécution	m ²	380.00	2 700.00	1 026 000.00
6-5	F&P de faïences de couleur de qualité pour cuisine, douche & WC y compris couche de dressage, mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ baguette de coin , frises en partie haute, joint en ciment teinté et toutes sujétions d'exécution	m ²	1 757.00	2 500.00	4 392 500.00
6-6	F&P de faïences de couleur de qualité pour hall y compris couche de dressage, mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ baguette de coin , frises en partie haute, joint en ciment teinté et toutes sujétions d'exécution	m ²	575.00	2 200.00	1 265 000.00
6-7	Fourniture et mise en place de Faux-plafond en plaque de plâtre BA13 en relief, callpinage selon le choix de l'architecte y compris structure, crochet de fixation et toutes sujétions de bonne exécution et aux indications techniques du maître d'œuvre,	m ²	597.00	1 500.00	895 500.00
6-8	Fourniture et mise en place de	m ²	191.00	2 200.00	420 200.00

	Faux-plafond en PVC pour locaux humide, callpinage selon le choix de l'architecte y compris structure en aluminium, crochet de fixation et toutes sujétions de bonne exécution et aux indications techniques du maître d'œuvre,				
6-9	F&P Marches et contre marches en plaque mono couche préfabriquées de qualité y.compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m3 et toutes sujétions d'exécution	m ²	152.00	3 500.00	532 000.00
6-10	F&P Plinthes en terre cuite vernissée de couleur y.compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m3 et toutes sujétions d'exécution.	m ²	7698.00	500.00	3 849 000.00
6-11	F.P d'appuis de fenêtre en grani-to préfabriquées de qualité y.compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m3 et toutes sujétions d'exécution	m ²	26.00	3 500.00	91 000.00
				S/Total 05	3 158 700.00
	07/Assainissement Int				
7-1	Exécution de Regard de chute en B.A dosé à 350kg/M ³ y compris fouilles, parois, enduit Etanche, radier, remblai et dalle de couverture en B.A dosé à 350kg/M ³ et toutes sujétions 60*60	U	17.00	12 000.00	204 000.00
7-2	* 80x80	U	13.00	15 000.00	195 000.00
7-3	F&P de buses en PVC PN 04 Ø160 yc fouilles, remblai, lit de sable et toutes sujétions d'exécution	ml	33.00	1 500.00	49 500.00

7-4	F&P de buses en PVC PN 04 Ø250 y.c fouilles,remblai,lit de sable et toutes sujétions d'exécution	ml	119.00	2 500.00	297 500.00
7-5	F&P de buses en PVC PN 04 Ø315 y.c fouilles,remblai,lit de sable et toutes sujétions d'exécution	ml	54.00	3 000.00	162 000.00
				S/Total 06	908 000.00
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U	Montant
	08/Evacuation intérieure				
8-1	F&P de tuyauterie en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 110 mm pour des EU y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ml	116.00	650.00	75 400.00
8-2	F&P de tuyauterie en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 100 mm pour des EP et EV y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ml	348.00	650.00	226 200.00
8-3	F&P de conduite de raccordement en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 63 mm y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ml	258.00	400.00	103 200.00
8-4	F&P de conduite de raccordement en PVC (01°choix de couleur gris) de Ø = 40 mm y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ml	103.00	300.00	30 900.00
8-5	F&P de siphon de sol complet avec grille en PVC (01°choix de couleur gris) (Ø = 40mm) de	U	43.00	1 500.00	64 500.00

	Dim = 15x15c				
8-6	F&P de siphon de sol complet avec grille chromé (Ø = 40mm) de Dim = 10x10cm	U	60.00	1 800.00	108 000.00
				S/Total 07	608 200.00
09/Etanchéité					
9-1	Forme de pente en béton dosé 250kg/m ³ y. Compris 2 films polyane, polystyrène ép = 4cm et réglage et toutes sujétions d'exécution	m ²	690.00	1 800.00	1 242 000.00
9-2	F & P Etanchéité sous carrelage en 1x36s y / c couche d'imprégnation a séchage rapide, 2 couche d'EAC et un relevé sur mur de 30 cm d'hauteur	m ²	211.00	800.00	168 800.00
9-3	F/P Etanchéité multi couche 3x36s y / c papier KRAFT, couche d'imprégnation a séchage rapide, 4 couche d'EAC y. compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	690.00	1 800.00	1 242 000.00
9-4	F/P Relevé d'étanchéité en palalumin H = 60cm y / c couche d'imprégnation a séchage rapide et toutes sujétions d'exécution	ml	290.00	1 200.00	348 000.00
9-5	F et P de gravillon roulé 15/20 sur ep de 5cm pour protection d'étanchéité	m ²	690.00	300.00	207 000.00
9-6	F et P de gargouille en plombe lamine y.c crapaudine, mise en œuvre et toutes sujétions d'exécution	U	13.00	1 500.00	19 500.00
				S/Total 08	3 226 300.00
				Totale 01	

10/MENUISERIE					
10.1/MENUISERIE BOIS:					
10.1-1	F&P de Portes en bois Stratifier de qualité à 01 vantail type P1 de Dim 0,94 x 2,17m pour chambre y. Compris cadre de Dim 7/7cm, baguette de quadrillage, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions	U	60.73	25 000.00	1 518 250.00
10.1-2	F&P de Portes en bois Stratifier de qualité à 01 vantail avec Oculus type P1 de Dim 0,94 x 2,17m pour cuisine y. Compris cadre de Dim 7/7cm ,baguette de quadrillage, chambranle, quincaillerie, deux grille de ventilation en PVC et toutes sujétions.	U	26.02	25 000.00	650 500.00
10.1-3	F&P de Portaise bois Stratifier de qualité à 02 vantaux avec Oculus à carreaux type P3 de Dim 1,20 x 2,17m pour séjour y. Compris cadre de Dim 7/7cm, baguette de quadrillage, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions.	U	26.02	45 000.00	1 170 900.00
10.1-4	F&P de Portes en bois Stratifier de qualité à 01 vantail avec Oculus type P4 de Dim 0,74 x 2,17m pour SDB et WC y. Compris cadre de Dim 7/7cm,,baguette de quadrillage chambranle, quincaillerie, deux grille de ventilation en PVC et toutes sujétions.	U	58.56	25 000.00	1 464 000.00
10.1-5	F&P de Portes en bois pour placard de chambras à 02 vantaux type PP1 de Dim 1,10 x 2,40m y.compris cadre de Dim 7/7cm, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions.	U	2.16	12 000.00	25 920.00

10.1-6	F&P de Portes en bois pour placard de chambras à 02 vantaux type PP1 de Dim 0,95 x 2,40m y.compris cadre de Dim 7/7cm, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions.	U	4.33	11 000.00	47 630.00
10.1-7	F&P de Portes iso plane pour gaine technique (Gaz, Eau, Tel & Electricité) à 01 vantail type PT de Dim 0,5 x 2,00m y.compris cadre de Dim 7/7cm, chambranle, quincaillerie, deux grille de ventilation en PVC et toutes sujétions.	U	32.53	5 000.00	162 650.00
				S/Total 01	5 039 850.00
10. 2/MENUISERIE METALLIQUE					
10.2-1	F&P de porte métallique d'accès au bloc à 02 vantaux avec grille d'aération type PM1 de Dim 1,40x2,40 m y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions	U	2.16	50 000.00	108 000.00
10.2-2	F&P de Rideaux métallique Automatique perforé Dim 2,50x2,50 m y compris Raille cadre, moteur, tôle perforé teinté commande a distance et clé de déverrouillage, et tous accessoires de 1er choix, et toute suggestion de pose. Quincaillerie 1er choix	U	21.68	100 000.00	2 168 000.00
10.2-3	F&P de porte d'accès au logement à 01 vantail en acier double parois galvanisé avec oculus ouvrant de Dim 1,00x2,15 m y compris cadre de 10 cm, quincaillerie et toutes sujétions	U	26.02	48 000.00	1 248960.00
10.2-4	F&P de porte métallique 1,20x2,80 type SONALGAZ pour armoire électrique générale	U	2.16	17 000.00	36 720.00

	située au RDC y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,				
10.2-5	F&P de Trappes d'accès terrasse Dim : 0,80x0,80 m y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution	U	2.16	10 000.00	21 600.00
10.2-6	F&P de garde de corps pour séchoir sur un hauteur = 65 en Tube rond (Ø60mm) y, compris quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	ml	153.99	4 000.00	615 960.00
10.2-3	F&P de garde corps pour escalier sur un hauteur = 95 cm et main courante en Tube noir Ø40mm y compris quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	ml	112.78	5 000.00	563 900.00
				S/Total 02	4 763 140.00
10.3/MENUISERIE ALUMINIUM					
10.3-1	F&P de fenêtre en ALU coulissante composé de :	U	9.00	30 000.00	260 100.00
	- dimension 120*100 Type FA1				
	- simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage				
	- prés cadre				
	- volet roulant manuel				
	- profilé de couleur blanche				
yc compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution					
10.3-2	F&P de fenêtre en ALU ouvrante a la française composé de:	U	78.00	35 000.00	2 733 150.00

	<ul style="list-style-type: none"> - dimension 120*140 Type FA 2 - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maître d'ouvrage - prés cadre - volet roulant manuel - profilé de couleur blanche yc compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution 				
10.3-4	<p>F&P de fenêtre en ALU ouvrante a la française composé de:</p> <ul style="list-style-type: none"> - dimension 100*140 Type FA 3 - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maître d'ouvrage - prés cadre - volet roulant manuel - profilé de couleur blanche yc compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution 	U	9.00	34 000.00	294 780.00
10.3-5	<p>F&P de fenêtre en ALU ouvrante a la française composé de:</p> <ul style="list-style-type: none"> - dimension 80*140 Type FA 4 - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maître d'ouvrage - prés cadre - volet roulant manuel 	U	9.00	30 000.00	260 100.00

	- profilé de couleur blanche yc compris quincailleries, et touts sujétion de bonne exécution				
10.3-6	F&P de fenêtre vasistate en ALU pour SDB composé de : - dimension 50*60 Type CH1 - simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage - prés cadre - profilé de couleur blanche yc compris quincailleries, et touts sujétion de bonne exécution	U	65.00	5 500.00	357 885.00
10.3-7	F&P de porte fenêtre en ALU a deux vantaux ouvrante a la fran- çaise composé de dimension 1,20*2,20 type PFA1	U	34.70	65 000.00	2 255 500.00
10.3-8	- simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage - prés cadre - volet roulant manuel - profilé de couleur blanche yc compris quincailleries, et touts sujétion de bonne exécution	U			
10.3-9	F&P de porte fenêtre en ALU a simple vantaux ouvrante a la française composé de : dimension 0,85*2,20 type PFA2	U	17.00	45 000.00	780 750.00

	- simple vitrage 5 mm couleur des vitres selon choix du maitre d'ouvrage				
	- prés cadre				
	- volet roulant manuel				
	- profilé de couleur blanche				
	yc compris quincailleries, et tous sujétion de bonne exécution				
10.3-10	Fourniture et pose de portes vitrine en alu de Dimension 2,50x2,50m type PV, simple vitrage 5mm minimum, Vitre teintée et stop sol, Couleur du profile selon choix de l'architecte, y compris prés cadre quincailleries, Et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	21.00	40 000.00	867 600.00
				S/Total 03	7 809 865.00
	Total MENUISERIE en H.T				
				
	(1) + (2) +(3)				17 6129 55.00
	11/ELECTRICITE				
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U	Montant
11-1	F&P de Tableau T1 de distribution type boitier pour logement en plastique encastré au mur y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .composé de:(NB: toutes appareillages doit être agréé par SONELGAZ):	U	21.00	35 000.00	758 800.00
	* 1 boite de dérivation en plastique encastré Dim,(25x20)				

	* 1 Disjoncteur différentiel bipolaire 220 V 10/32A				
	* 1 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 20A				
	* 7 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 16A				
	* 6 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 10A				
	* 1 Disjoncteur téléprompteur				
	F&P de Tableau T2 de distribution type boîtier pour logement en plastique encastré au mur y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .composé de:(NB: toutes appareillages doit être agréé par SONELGAZ				
11-2	* 1 boîte de dérivation en plastique encastré Dim,(25x20)	U	4.00	35 000.00	151 550.00
	* 1 Disjoncteur différentiel bipolaire 220 V 10/32A				
	* 1 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 20A				
	* 7 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 16A				
	* 6 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 10A				
* 3 Disjoncteur téléprompteur					
11-3	F&P de Tableau T1 de distribution type boîtier pour locaux en plastique encastré au mur y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .composé	U	20.00	16 000.00	312 320.00

	de:(NB: toutes appareillages doit être agréé par SONELGAZ)				
	* 1 boîte de dérivation en plastique encastré Dim,(25x20)				
	* 1 Disjoncteur différentiel bipolaire 220 V 10/32A				
	* 1 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 20A				
	* 3 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 16A				
	* 2 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 10A				
11-4	F&P boîte de dérivation en plastique encastré Dim,(10x10) y compris gaines ,filières ,branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	139.00	1 500.00	208 215.00
11-5	F&P d'interrupteur simple allumage encastré y compris gaines, filières(1,5mm ²) ,boîte d'encastrement , branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	150.00	1 200.00	179 580.00
11-6	F&P d'interrupteur double allumage encastré y compris gaines ,filières(1,5mm ²) ,boîte d'encastrement , branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	28.00	1 200.00	33 828.00
11-7	F&P bouton poussoir encastré pour téléprompteur y compris gaines ,filières(1,5mm ²) ,boîte d'encastrement , branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	87.00	1 200.00	104 100.00

11-8	F&P de Prise de courant avec terre (2P+T) y compris gaines ,fileries(3x2,5mm ²) ,boite d'encastrement , branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	156.00	1 300.00	203 008.00
11-9	F&P de Prise de courant simple (2P) y compris gaines, fileries(2x2,5mm ²) ,boite d'encastrement , branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	291.00	1 200.00	348 768.00
11-10	F&P de Point lumineux à douilles à vis pour lampe de 100w y compris gaines, fileries(1,5mm ²) ,boite d'encastrement , branchement, lampe et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution	U	139.00	1 200.00	166 572.00
11-11	F&P de Point lumineux à spot pour lampe de 100w y compris gaines ,fileries(1,5mm) ,boite d'encastrement , branchement, lampe et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	677.00	1 500.00	1 015 065.00
11-12	F&P de Hublot rond étanche mural pour lampe de 100w y compris gaines ,fileries(1,5mm ²) ,boite d'encastrement , branchement, lampe et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	61.00	1 100.00	66 803.00
11-13	F&P de Hublot rond ordinaire mural pour lampe de 100w y compris gaines, fileries (1,5mm ²) ,boite d'encastrement , branchement, lampe et toutes sujétions de fourniture, de mise	U	52.00	1 100.00	57 255.00

	en œuvre et de bonne exécution .				
11-14	F&P applique lavabos + prise et interrupteur incorporé y compris gaines, fileries (2,5mm ²) ,boite d'encastrement , branchement, tube et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	30.00	3 000.00	91 080.00
11-15	F&P réglette applique de Dim 0,60m au dessus du potager et interrupteur incorporé y compris gaines ,fileries(1,5mm) ,boite d'encastrement , branchement, lampe et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	26.00	2 000.00	52 000.00
11-16	F&P sonnerie y compris gaines, fileries (1,5mm ²) ,boite d'encastrement , branchement, bouton poussoir, sonnette et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	26.00	1 300.00	33 800.00
11-17	F&P Câble d'alimentation en 3x6mm ² pour branchement y compris fourreau, fixation, branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	ml	521.00	750.00	390 750.00
11-18	Mise à la terre du bloc y compris piquet de terre, colonne montante, conducteur en cuivre de 1x28mm ² (langueur 20ml, avec sable et avertisseur), barrette de coupure et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	2.00	10 000.00	20 000.00
11-19	F&P Minuterie complet y compris gaines, fileries (1,5mm ²) ,boites d'encastements , branchement, Disjoncteur bipolaire	U	2.00	40 000.00	80 000.00

	de 10A, hublot, boutons poussoirs , boîte de dérivation, coffret métallique avec clé et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .				
11-20	F&P coffret en bakélite 22 poste y compris branchement au coffret pied de colonne avec câble 4x25 ou autre(suivant les recommandation de SONALGAZ) et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	2.00	180 000.00	360 000.00
				Total ELECTRICITE en H.T	4 813 074.00
12/PLOMBERIE SANITAIRE, AEP & GAZ					
	12.1/AEP:				
12.1-1	F&P de siège à la turque encastéré en porcelaine vitrifiée y.compris, siphon d'évacuation, branchement a la descente et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	30.00	8 000.00	240 000.00
12.1-2	F&P de lavabo en porcelaine vitrifiée complet (2pièces) y compris siphon complet à culotte démontable Ø = 33/42, mélangeur complet avec 2 tuyaux flexible, Kit complet (Glace + port serviette + port savon) et étagère, branchement a la descente et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	30.00	20 000.00	600 000.00
12.1-3	F&P d'évier de cuisine en inox à un bac y, compris siphon complet, PVC Ø 40mm, branche-	U	26.00	12 000.00	312 000.00

	ment a la descente et toutes sujétions				
12.1-4	F&P de Baignoire en acier vitrifiée de Dim = 1,50x0,7 m y,c murette en briques avec trappe de nettoyage, siphon complet Ø 40mm , branchement a la descente et toutes sujétions	U	26.00	14 000.00	364 000.00
	F&P Tube acier galvanisé y. Compris pièces tous types, colliers, fourreaux et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .				
12.1-5	- Ø 15/21	U	239.00	400.00	95 600.00
12.1-6	- Ø 40/49	U	65.00	800.00	52 000.00
	F&P de tube en multicouche PN = 1 MPA pour alimentation en eau chaud et eau froid y compris percement, coude, filetage, fixation, tee, raccords, support, raccordements, réduction, colliers, appliques attaches tube, fourreaux en plastique à la rencontre des murs et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U			
12.1-7	Ø 16 type B Tmax = 95C°	ml	1214.00	450.00	546 300.00
12.1-8	Ø 20 type B Tmax = 95C°	ml	390.00	550.00	214 500.00
12.1-9	F&P de vanne d'arrêt général Ø 40/49 y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	ml	2.00	2 500.00	5 000.00
12.1-10	F&P de Robinet de barrage pour compteur Ø 15/21 y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	ml	26.00	1 500.00	39 000.00

12.1-11	F&P de vanne d'arrêt pour logement Ø 15/21 y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	26.00	1 500.00	39 000.00
12.1-12	F&P de Robinet de puisage Ø 15/21 pour séchoir y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	26.00	1 100.00	28 600.00
12.1-13	F&P de Robinet de puisage type douchette pour WC y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	30.00	1 300.00	39 000.00
12.2/PLOMBERIE SANITAIRE, AEP & GAZ (suite)					
12.2-1	F&P de Robinet de puisage type machine a lavé y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	30.00	1 100.00	33 000.00
		U			
12.2-2	F&P de mélangeur pour évier de cuisine y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	30.00	4 000.00	120 000.00
12.2-3	F&P de mélangeur pour baignoire complet y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	30.00	5 000.00	150 000.00
12.2-4	F&P de mélangeur pour sale de bain complet y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	4.00	4 000.00	16 000.00
12.3/ Gaz:					
	F&P de tuyauterie en cuivre qualité GAZ y. Compris pièces tous types, raccords de bran-				

	chement, colliers, fourreaux, soudure et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.				
12.3-1	- Ø 14/16	ml	156.00	700.00	109 200.00
12.3-2	- Ø 16/18	ml	217.00	750.00	162 750.00
12.3-3	- Ø 20/22	ml	239.00	1 000.00	239 000.00
12.3-4	- Ø 26/28	ml	65.00	1 400.00	91 000.00
12.3 -5	F&P de robinet de Barrage pour compteur agréé par SONELGAZ y. Compris raccords de branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	26.00	2 000.00	52 000.00
12.3 -6	F&P de robinet de Barrage pour Appartement agréé par SONELGAZ de Ø 20/22 y. Compris raccords de branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	26.00	2 000.00	52 000.00
12.3 -7	F&P de robinet d'arrêt agréé par SONELGAZ de Ø 14/16 y. Compris raccords de branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	U	104.00	800.00	83 200.00
	12.4/ Chauffage central:				
12.4-1	F&P de Chaudière mural 30000 W y compris , support, raccords, branchement et toutes sujétions de pose de fixation , de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	4.00	12 000.00	48 000.00
12.4-2	F&P de Chaudière mural 24000 W y compris , support, raccords, branchement et toutes	U	22.00	90 000.00	1 980 000.00

	sujétions de pose de fixation , de mise en œuvre et de bonne exécution .				
	F&P de tube en multicouche PN = 1 MPA y compris percement, coude, filetage, fixation, tee, raccords, support, raccords, réduction, colliers, appliques attaches tube, fourreaux en plastique à la rencontre des murs et toutes sujétions de pose de fixation , de mise en œuvre et de bonne exécution	ml			
12.4-3	Ø 16 type B Tmax = 95C°	ml	2711.00	180.00	487 980.00
12.4-4	Ø 20 type B Tmax = 95C°	ml	748.00	200.00	149 600.00
12.4-5	Fourniture et pose de radiateurs de chauffage central a panneaux double de 1er choix hauteur 600 mm y,c vannes accessoires et toutes sujétions de pose de fixation et de bonne exécution.				
12.4-6	a- long 800 mm 24 elts	U	91.00	13 000.00	1 183 000.00
12.4-7	b- long 1200 mm 36 elts	U	26.00	16 000.00	416 000.00
12.4-8	Fourniture et pose de Radiateur sècheserviettes tubulaire en tôle d'acier finition blanc, pour salle de bain, dans les installations d'eau chaude jusqu'à 8 bar et 110°C, gamme basique, de 500x800 mm de 1er choix y,c vannes accessoires et toutes sujétions de pose de fixation, de mise en œuvre et de bonne exécution	U	30.00	13 000.00	390 000.00
			Montant Total PLOMBERIE SANITAIRE AEP , GAZ & Chauffage central: en H.T		8 337 730.00

13/ Peinture					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U	Montant
13-1	peinture monocouche (semi-épais - classe D3) appliqué sur enduit fini Poché ou pommelé selon le choix de l'architecte .épaisseur 03 mm y compris réparation du support et toute sujétion de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution.	m ²	43.00	800.00	34 400.00
	F&P Peinture vinylique intérieur en 2 couches de toutes couleurs , couche d'impression, et toutes sujétions d'exécution	m ²			
13-2	Sur mur	m ²	6334.00	200.00	1 266 800.00
13-3	Sous plafond	m ²	2408.00	250.00	602 000.00
	F&P Peinture laquée intérieur en 2 couches de toutes couleurs y.compris enduit, couche d'impression et toutes sujétions	m ²			
13-4	Sur mur	m ²	1909.00	350.00	668 150.00
13-5	Sous plafond	m ²	803.00	400.00	321 200.00
13-6	F&P Peinture a huile sur menuiserie métallique en 2 couches 'y.compris peinture anti rouille à 2 couches ainsi que toutes sujétions d'exécution.	m ²	803.00	350.00	281 050.00
13-7	F&P Peinture à l'huile sur menuiserie bois en 2 couches 'y.compris l'huile de lin ainsi que toutes sujétions d'exécution	m ²	824.00	350.00	288 400.00
13-8	F&P de verre simple de 4 mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution	m ²	23.00	2 500.00	57 500.00
13-9	F&P de verre martelé de 6mm y compris mastic ainsi que	m ²	15.00	3 000.00	45 000.00

	toutes sujétions d'exécution.				
13-10	F&P de verre armé de 6mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution.	m ²	13.00	4 000.00	52 000.00
13-11	Fourniture et pose de brique en verre (Nevada) 20x20cm hourdée au mortier de ciment blanc y compris fourniture et pose et toutes sujétions de bonne exécution,	U	174.00	400.00	69 600.00
			Montant Total Peinture en H.T		3 686 100.00
Montant Total en H.T					244 646 800.00
T.V.A 09 %					22 018 212.00
Montant Total en T.T.C					266 665 012.00

7.9 La courbe S

A laide du logiciel MS Project on transfère le résultat sur Excel a fin de tracer la courbe S a été tracée sur un plan (OX,OY) ou l'axe des X représente le temps et l'axe des Y représentes les couts .Cette courbe permette de voir directement l'évolution de la consommation d'argent à travers le temps.

Sachant que le courbe S reste un outil très utile pour le control et le suivi du projet.

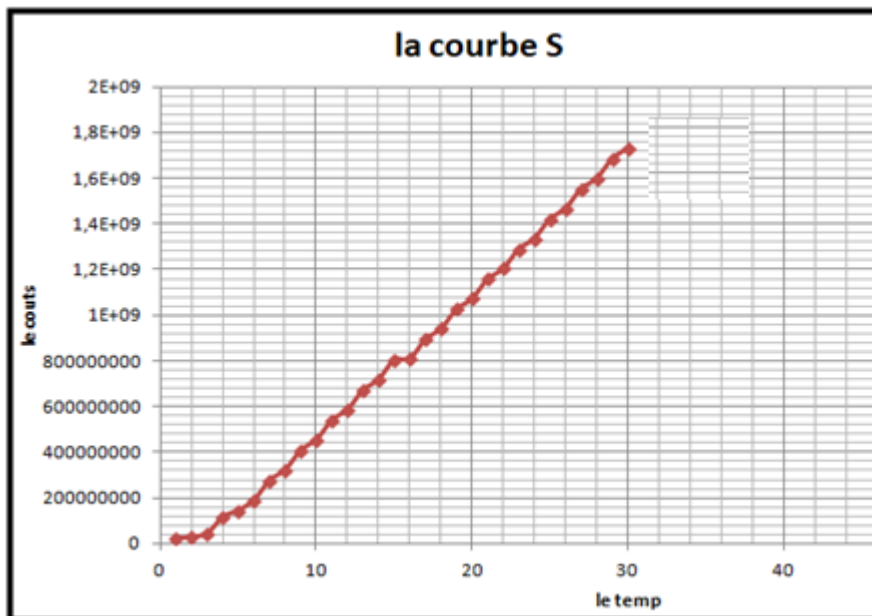


Figure 7.4: Courbe S (MS PROJECT 2013)

7.10 Calcul du coût des logements par la méthode paramétrique :

Cette approche est très répandue dans le secteur de BTP, elle a été prise à partir des informations donnée par des intervenants dans le secteur de bâtiment, qui ont des prix de marché actuel.

D'après le promoteur qui est entrain de réaliser un programme de logements promotionnels aidés à Tlemcen :

- ❖ Le prix du mètre carré d'habitation à Tlemcen avec Taxe est entre 45 000 DA et 65 000 DA, dépend de la qualité de logement.
- ❖ Le prix du mètre carré de commerce avec Taxe est environ les 30 000 DA.
- ❖ Le prix du mètre carré de parking avec Taxe est environ les 25 000 DA. Pour l'estimation de notre projet, on considère que le mètre carré avec Taxe nous coûtera 50 000 DA. Alors, le coût de réalisation de notre projet avec Taxe sera représenté comme suit :

Tableau 7.1: Le prix du notre logement par la méthode paramétrique

Catégories	Surfaces (m ²)	Prix de 1 m ² A.T (DA)	Prix de logement A.T (DA)
F3	150	50000,00	7 500000,00

Tableau 7.2 : Le montant total du bâtiment par la méthode paramétrique..

Niveaux	Usage	Prix de 1 m ² A.T (DA)	Prix de logement A.T (DA)
Parking	Parking	25000.00	15000000.00
Commerce	Commerce	30000.00	10000000.00
Habitation	Habitation	50000.00	300 000 000.00
			325 000 000.00

On remarque que le montant calculé par la méthode paramétrique est supérieur au montant calculé par la méthode analytique.

7.11 Conclusion

Dans ce chapitre on a présenté une technique du diagramme de Gantt qui nous a permis d'estimer le cout de revient du projet qui est 266 665 012.00 DA et la durée de ce projet qui est 40mois.

VI. CONCLUSION GÉNÉRALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures.

Ce dernier consiste à deux parties principales :

- + Une étude technique.
- + Une étude managériale.

Le projet nous a permis d'assimiler les différentes techniques et logiciel de calcul (SAP2000 ; Auto CAD ; MS Project) ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

Cette étude nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- ❖ Concernant le choix du plancher, nous avons opté à des planchers en corps creux aux niveaux du RDC, étages courants et étage terrasse.
- ❖ La modélisation de la structure avec le logiciel Sap2000 nous a permis de mieux connaître les comportements de la structure vis-à-vis le séisme et adopter un meilleur dimensionnement des éléments de la structure.
- ❖ L'étude managériale de ce projet nous a permis de faire une planification qui nous conduira à atteindre des objectifs dans les délais et les coûts préétablis.

En fin, nous espérons que ce projet de fin d'étude sera pour nous un point de départ pour entamer d'autre étude dans le cadre de la vie professionnel

VII. BIBLIOGRAPHIE

a) [C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993.

b) [BAEL, 91] Jean-Pierre Mougine, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

c) [D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation.

d) [R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne 99, version 2003.

RAMDANI.M et BENRAMDAN.A, «ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT « SOUS SOL + RDC +10 ETAGES A SIDI OUTMAN TLEMCEN», , Master en génie civil, 2018/2019, Faculté de technologie

MIRIMI.A et RAHMOUN.I ETUDE TECHNICO-ECONOMIQUE D'UN BATIMENT «SOUS-SOL + RDC + 14 ETAGES» A USAGE D'HABITATION à KIFFAN Tlemcen, Master en génie civil, 2019, Faculté de technologie.

DR. HAMZAOUI, F. Cours de management des projets, Management des délais, Management des coûts et management des risques.

Logiciels utilisés :

- ❖ SAP 2000 version 14.2
- ❖ AUTOCAD 2019
- ❖ WORD 2013
- ❖ EXCEL 2013
- ❖ MS-PROJECT 2010
- ❖ SAFE V14

ANNEXE A

Rapport géotechnique

VII - CONCLUSION

Le terrain retenu pour la réalisation de 80 logements collectifs en R+10 avec sous sol à Nedroma, se trouve sur une formation géologique du Quaternaire, où les sondages carotté et préssiométrique ont mis en évidence un sol hétérogène, représenté par des encroûtements de calcaire, des argiles, et des calcaires, les sables et les roches volcaniques. Le tout est masquée par de la terre végétale d'épaisseur centimétrique, où ces formations qui vont servir d'assise pour les fondations, principalement les marnes, se caractérisent par une plasticité moyenne à tout juste élevée, assez fortement compressibles, avec un coefficient de gonflement important; et on tenant compte des résultats des essais de pénétration dynamique, qui ont donné une hétérogénéité des refus, avec le développement des résistances à la pointes moyen à bon.

Ainsi, partant de toutes ces données et considérations, et à partir des résultats des essais géotechniques obtenus, le laboratoire préconise ce qui suit :

- Passer par un système de fondations superficielles tout en choisissant un type de fondation adéquat du type radier général
- Ancrer les fondations à partir de 2m par rapport à la côte du terrain naturel tout en dépassant les couches de terre végétale rencontrée.
- Les faire travailler à une contrainte admissible de 1,20 bar.

Ainsi nous recommandons vivement ce qui suit :


- Prévoir un trottoir périphérique pour éviter toute infiltration des eaux vue les caractéristiques des sols en places ;
- Imperméabiliser le pourtour des blocs ;
- Utiliser des canalisations flexibles
- Eviter la végétation à proximité des blocs.
- Assurer la stabilité des parfois des fouilles au cours des travaux.
- Les fonds de fouilles devront rester le moins longtemps possible soumis à l'air libre ou aux intempéries, à cet effet, il est recommandé de couler le béton de propreté ou le gros béton dès l'ouverture des fouilles.
- Prendre en compte les recommandations contenues dans le manuel RPA 99, version 2003, la région de « Nedroma », Wilaya de Tlemcen se trouve dans la zone sismique II.

Enfin, le LTPO reste à la disposition du maître de l'ouvrage pour tout renseignement utile et demande au client de lui faire appel, lors de l'ouverture des fouilles pour fondations afin de s'assurer de leur conformité avec les conclusions du présent rapport.

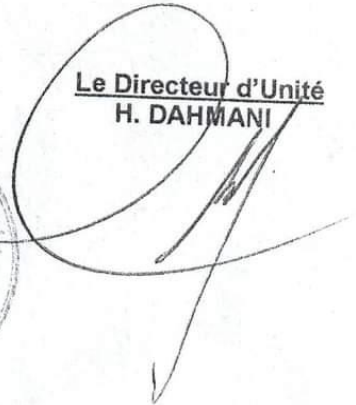
L'ingénieur chargé de l'étude
W. ACHACHERA



Le chef Département Technique
M. MECHERNE



Le Directeur d'Unité
H. DAHMANI

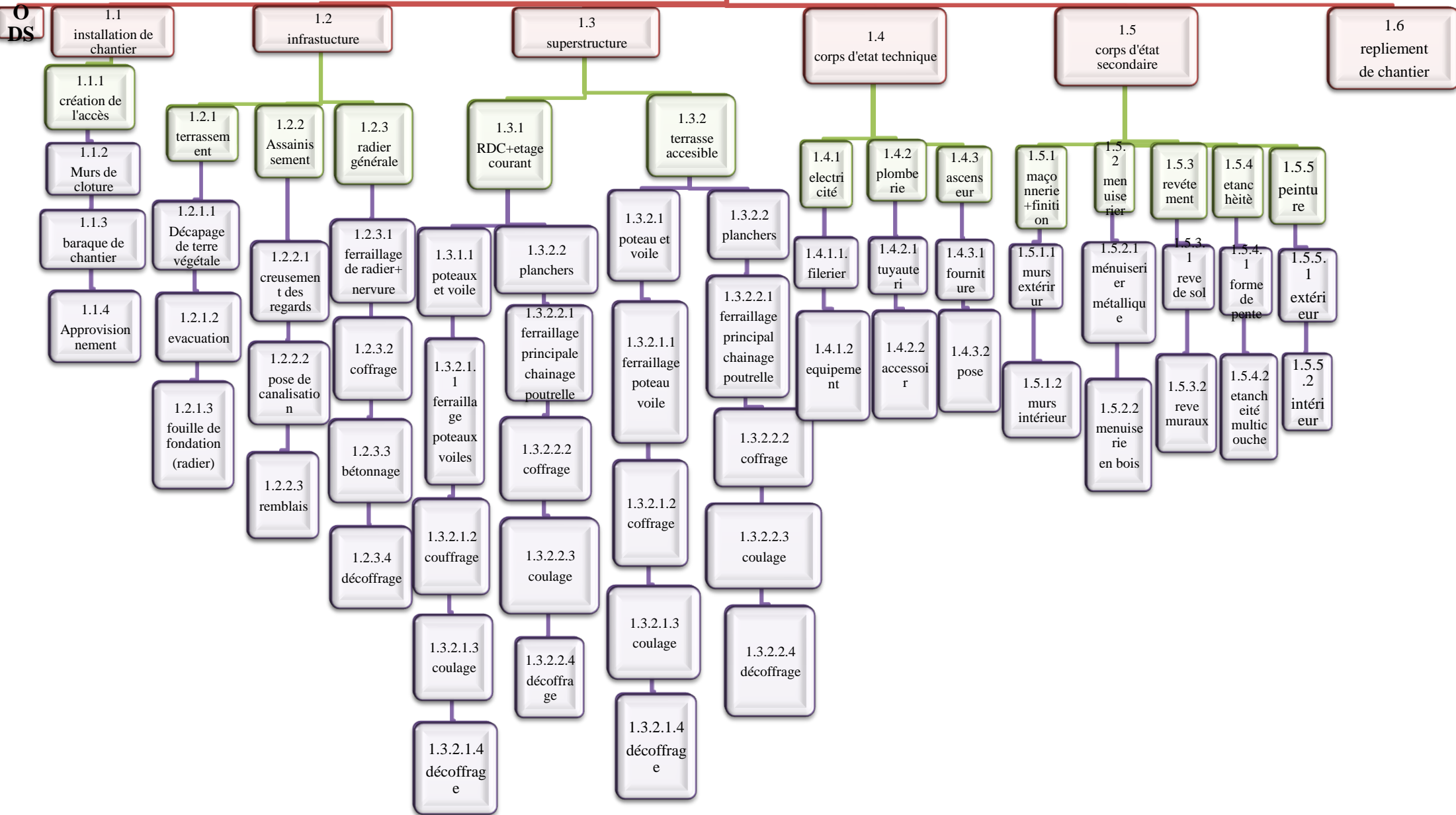


LTPO - Unité de Tlemcen			
Etablie le : 06 /07/2021	ETUDE DE SOL : 80 Logements collectifs en R+10 avec sousol	Dpt T : W.A / M.M / H.D	10/12
Révisée le : 11/07/2021	Nedroma - Tlemcen		
Indice de révision : 1			

ANNEXE B

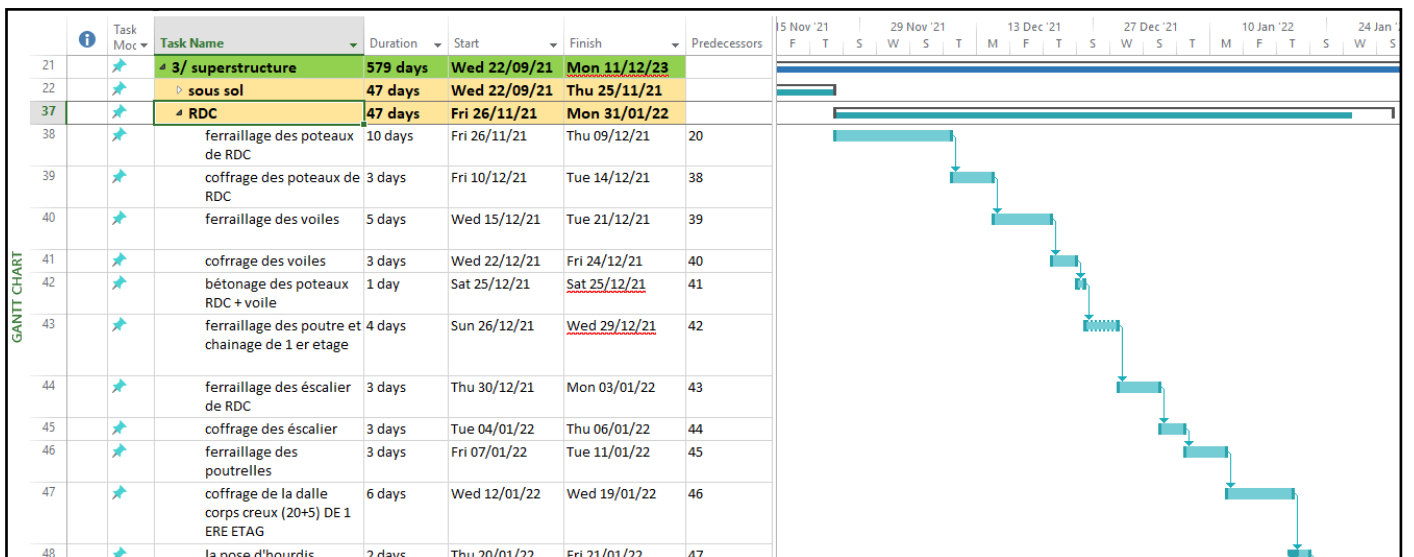
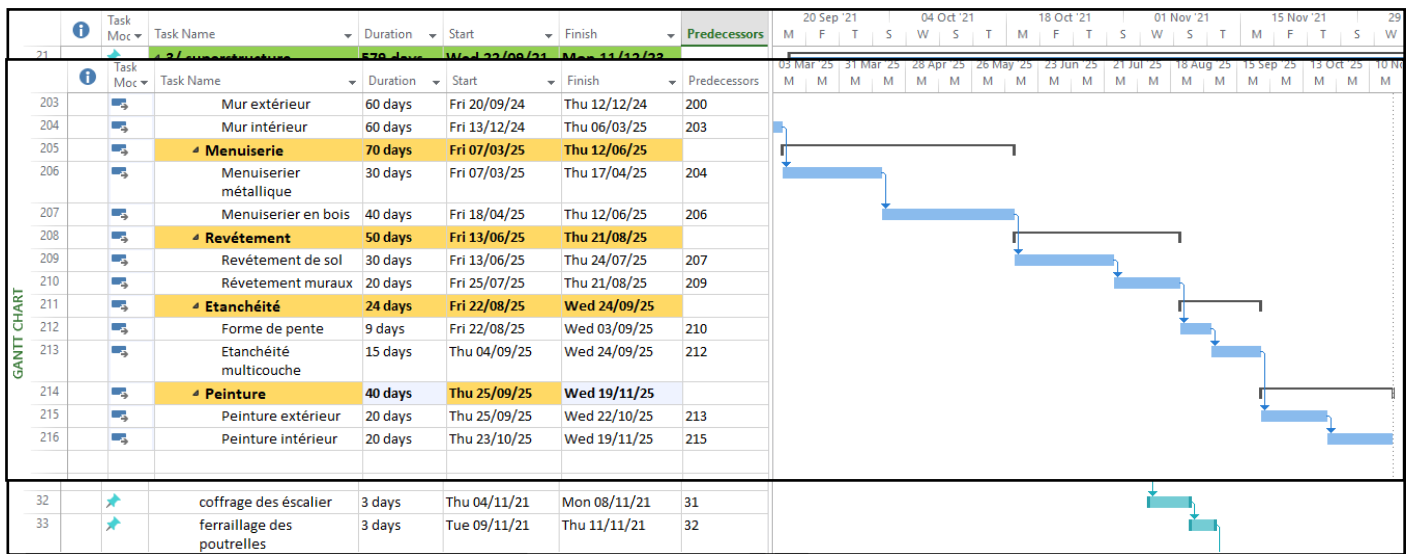
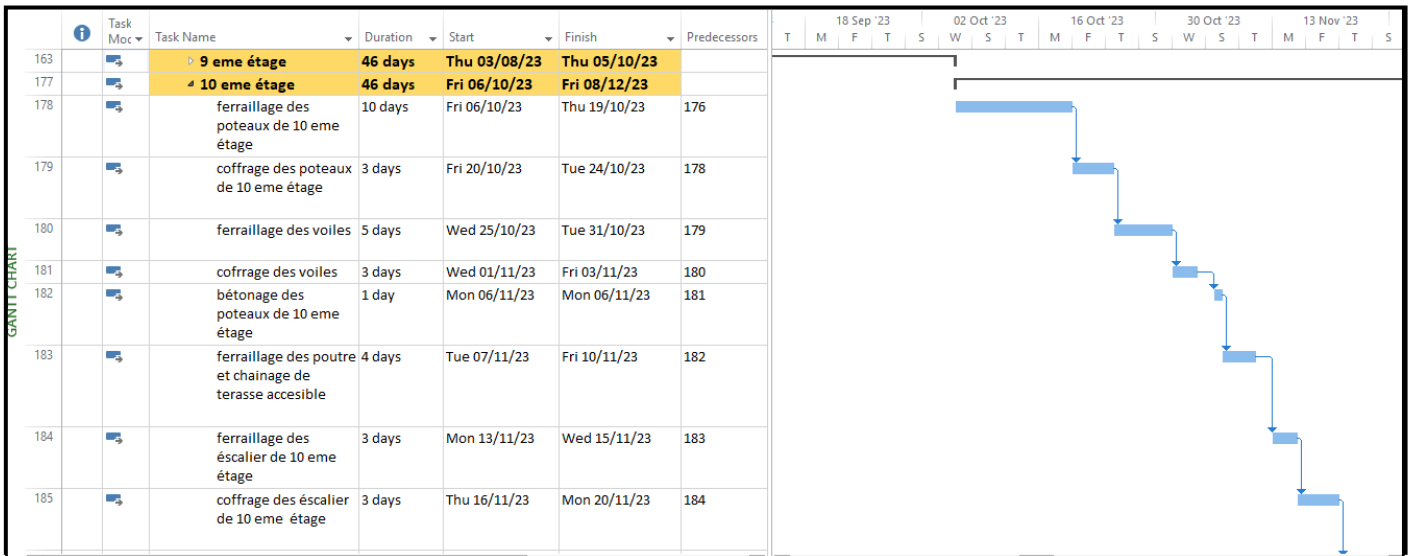
WBS

wbs
construction d'un batimant R+10 Tlemcen



ANNEXE C

Diagramme de GANT



ANNEXE D

Les plans architecturaux

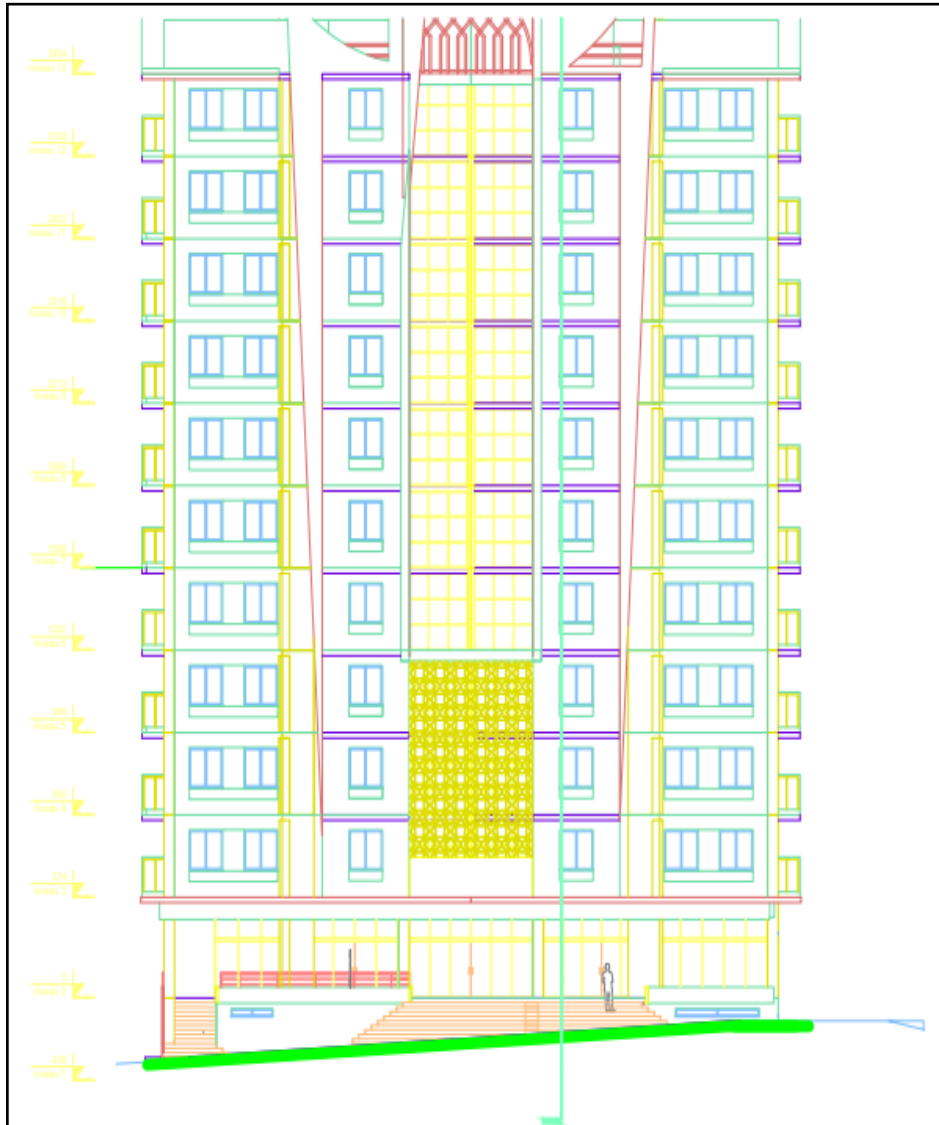
Plan de masse



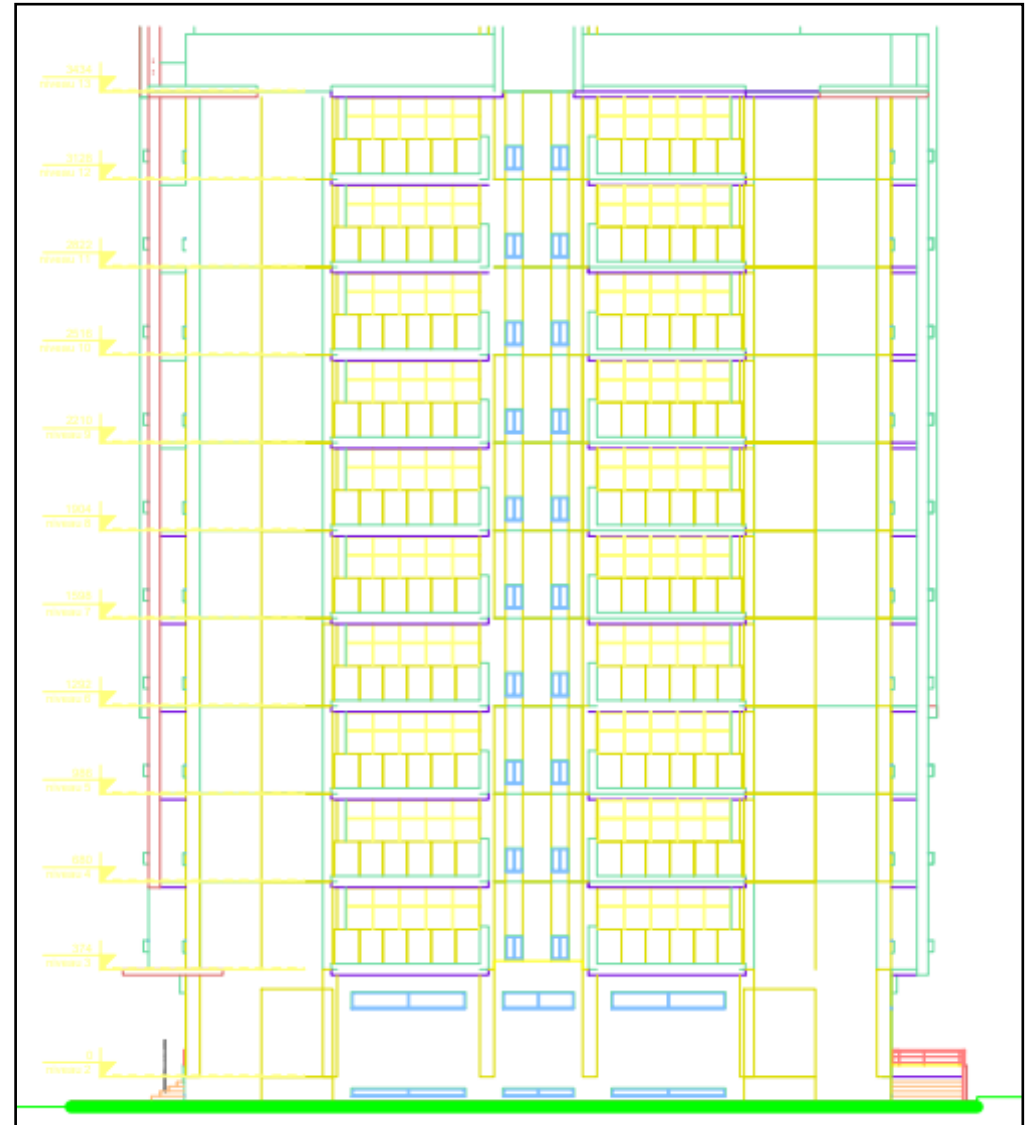
COMMUNE: DE NEDROMA



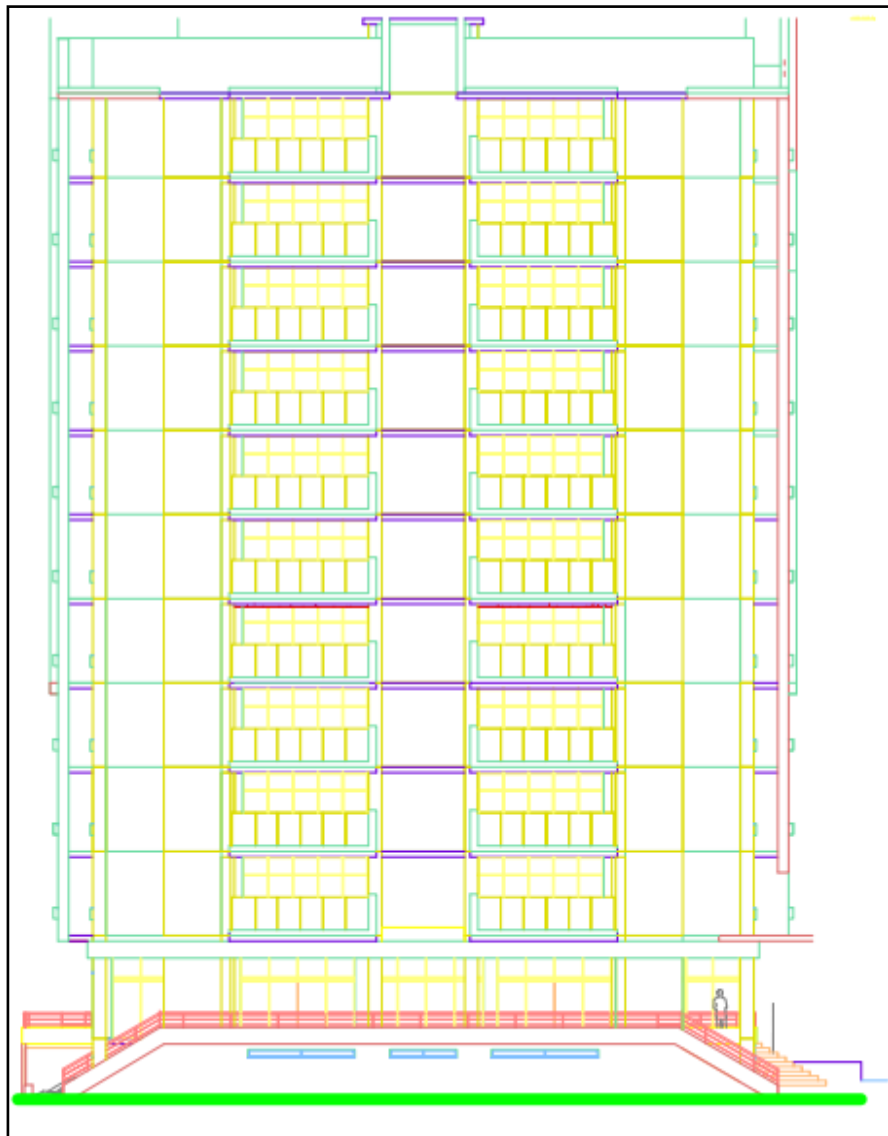
Façade principale



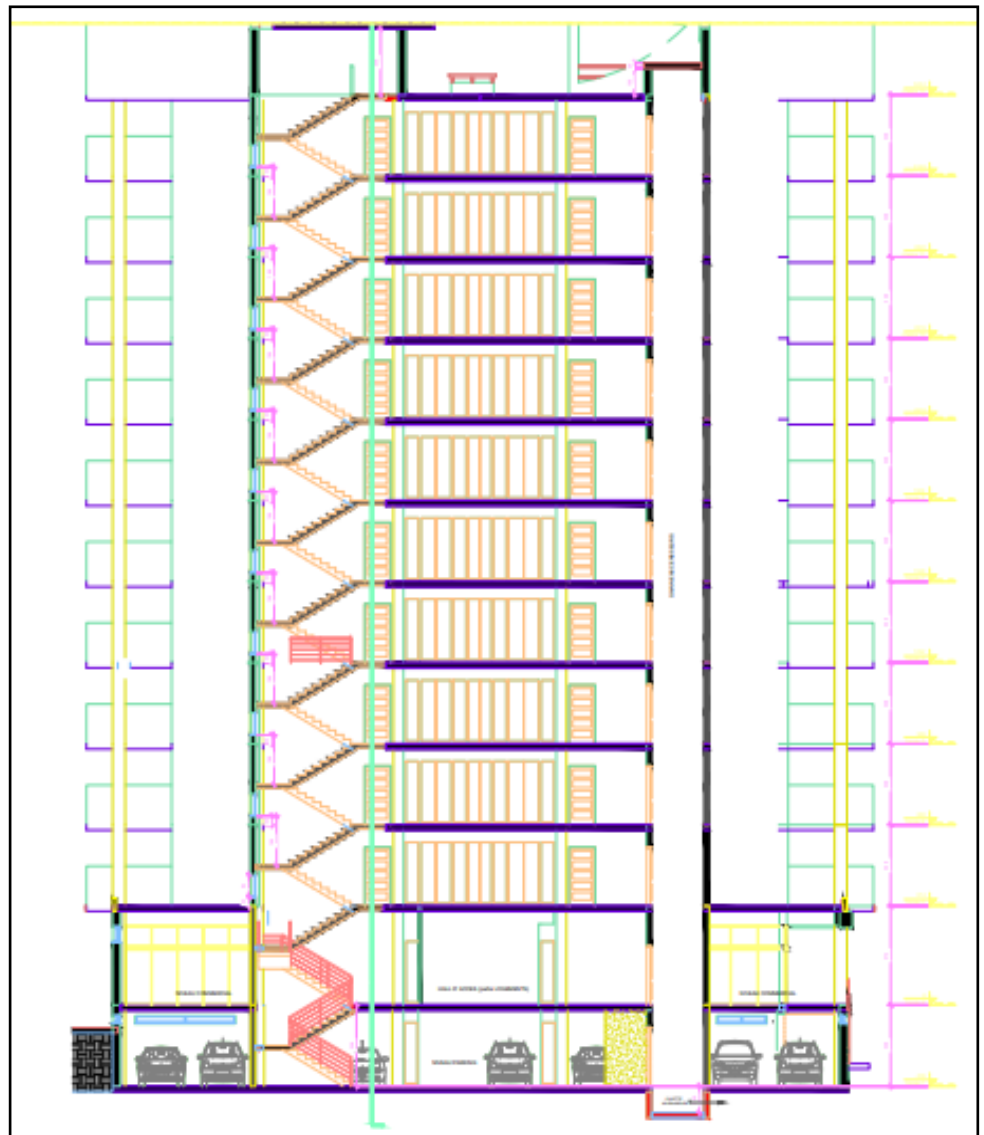
façade latérale sud



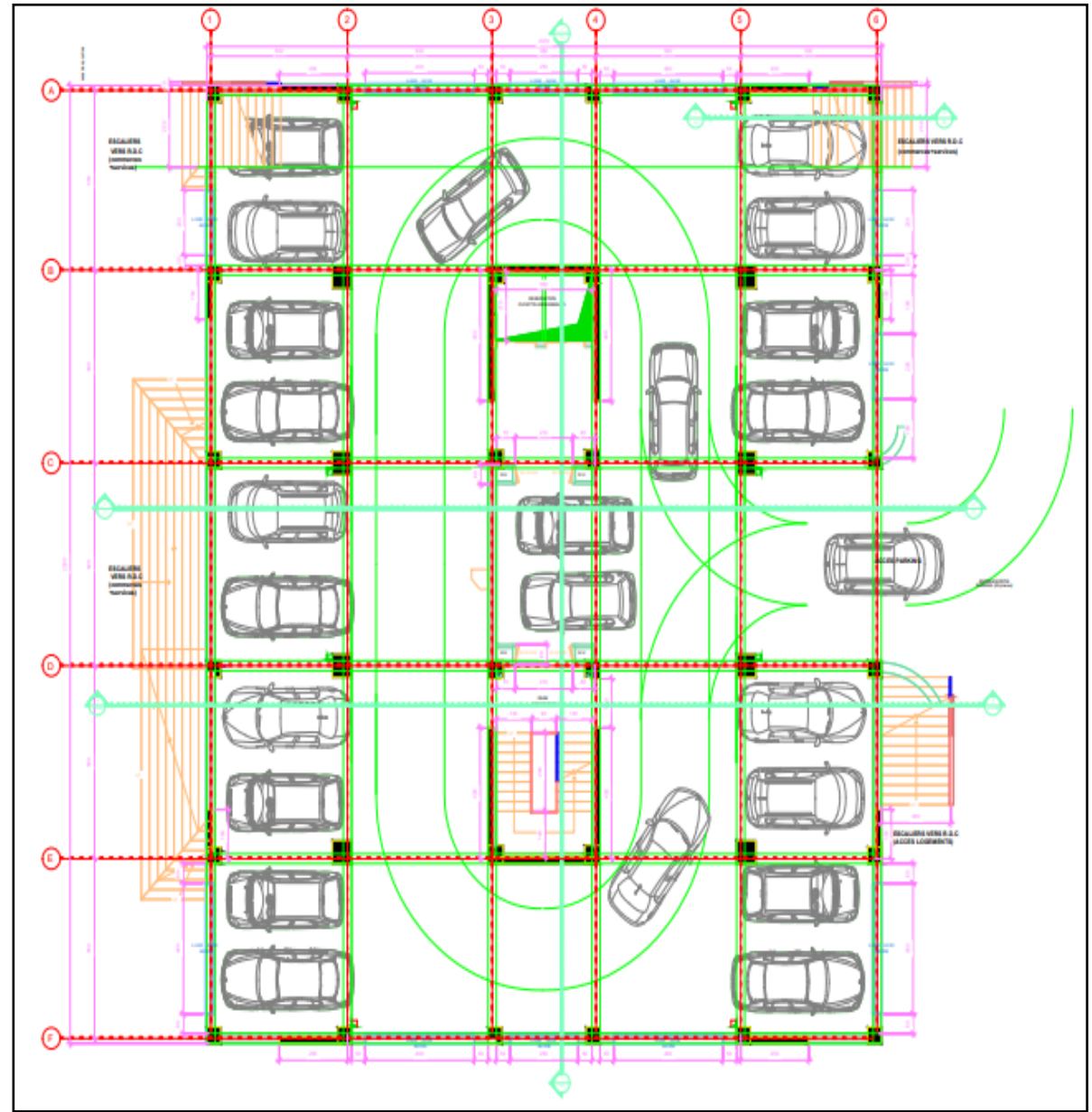
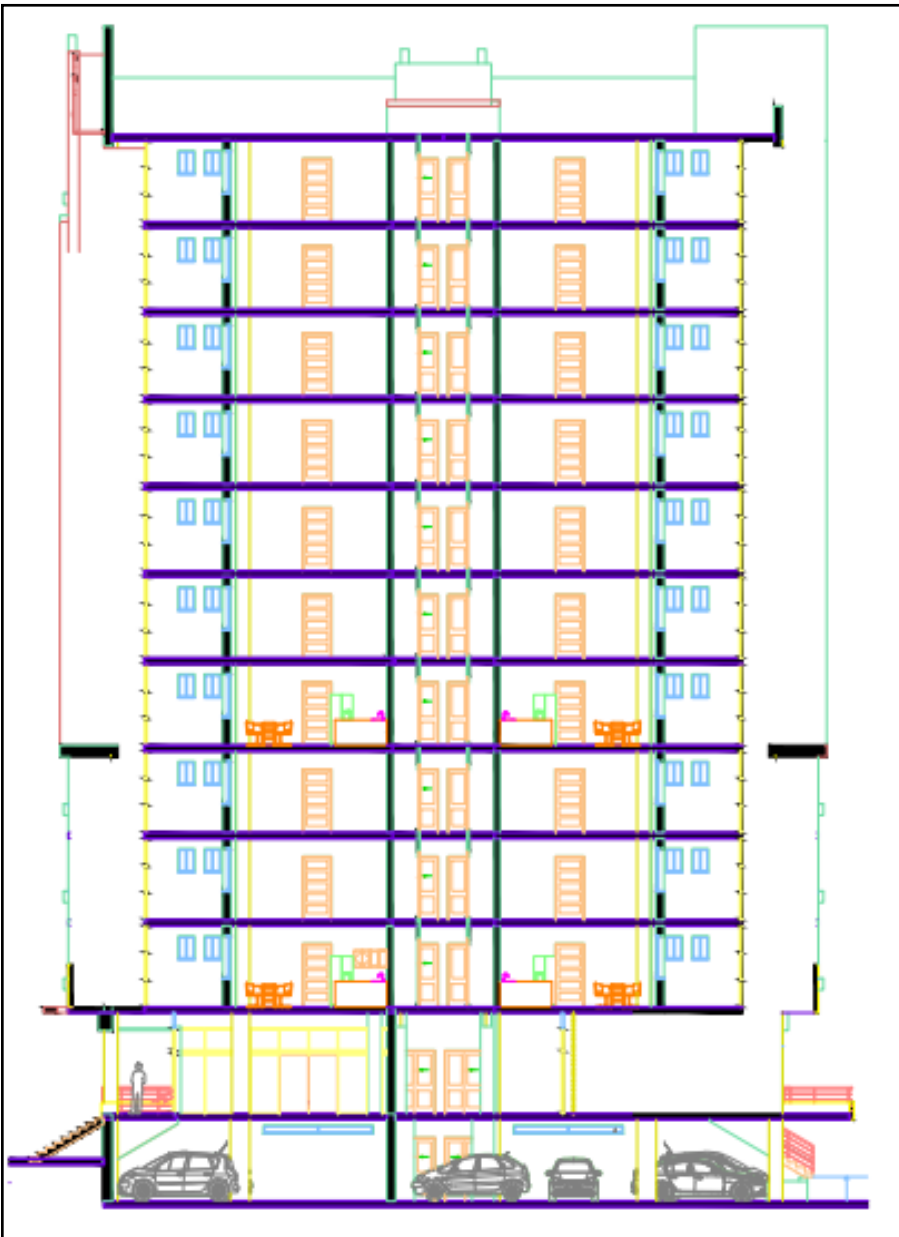
Façade latérale nord



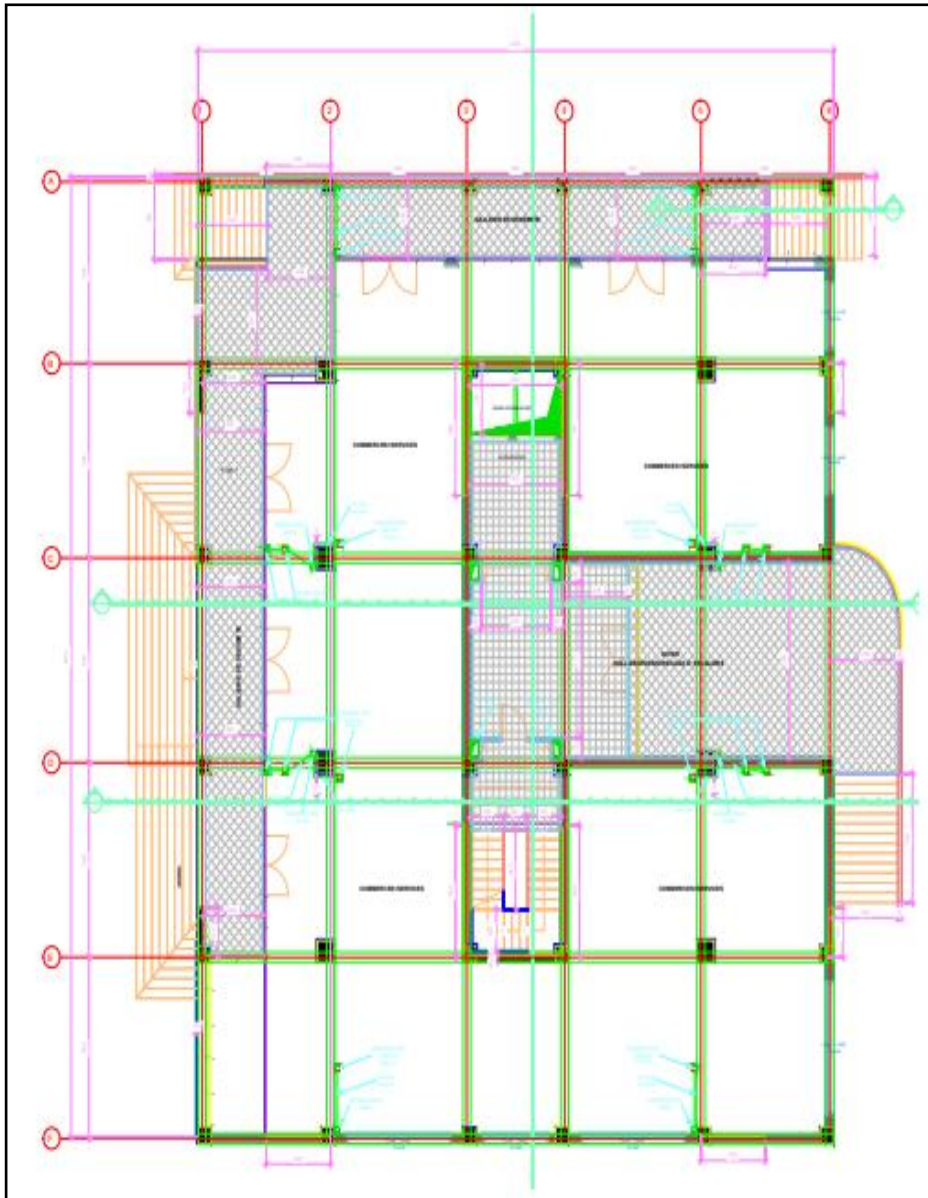
coupe 1-1



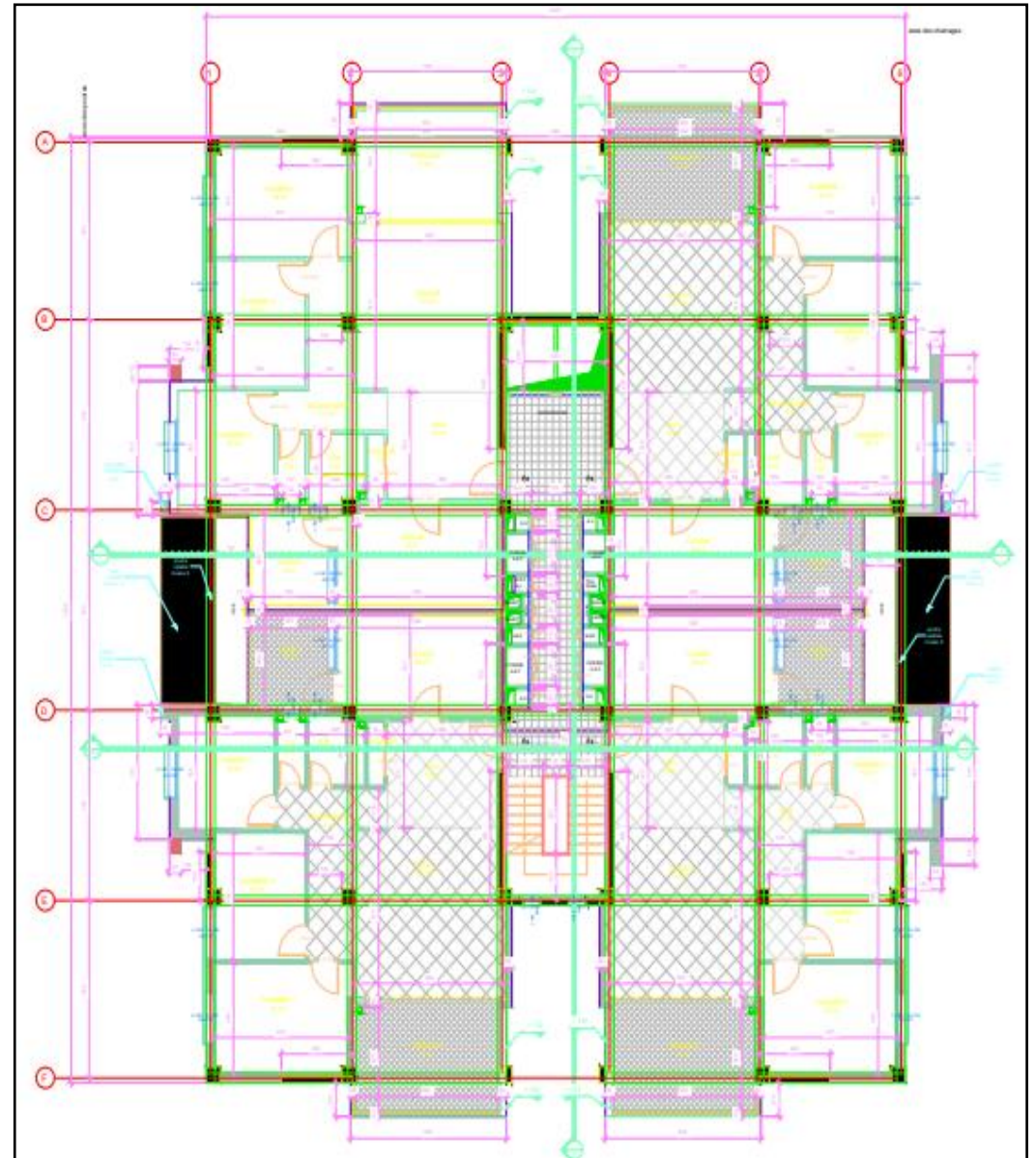
Coupe 2-2 plans sous sol



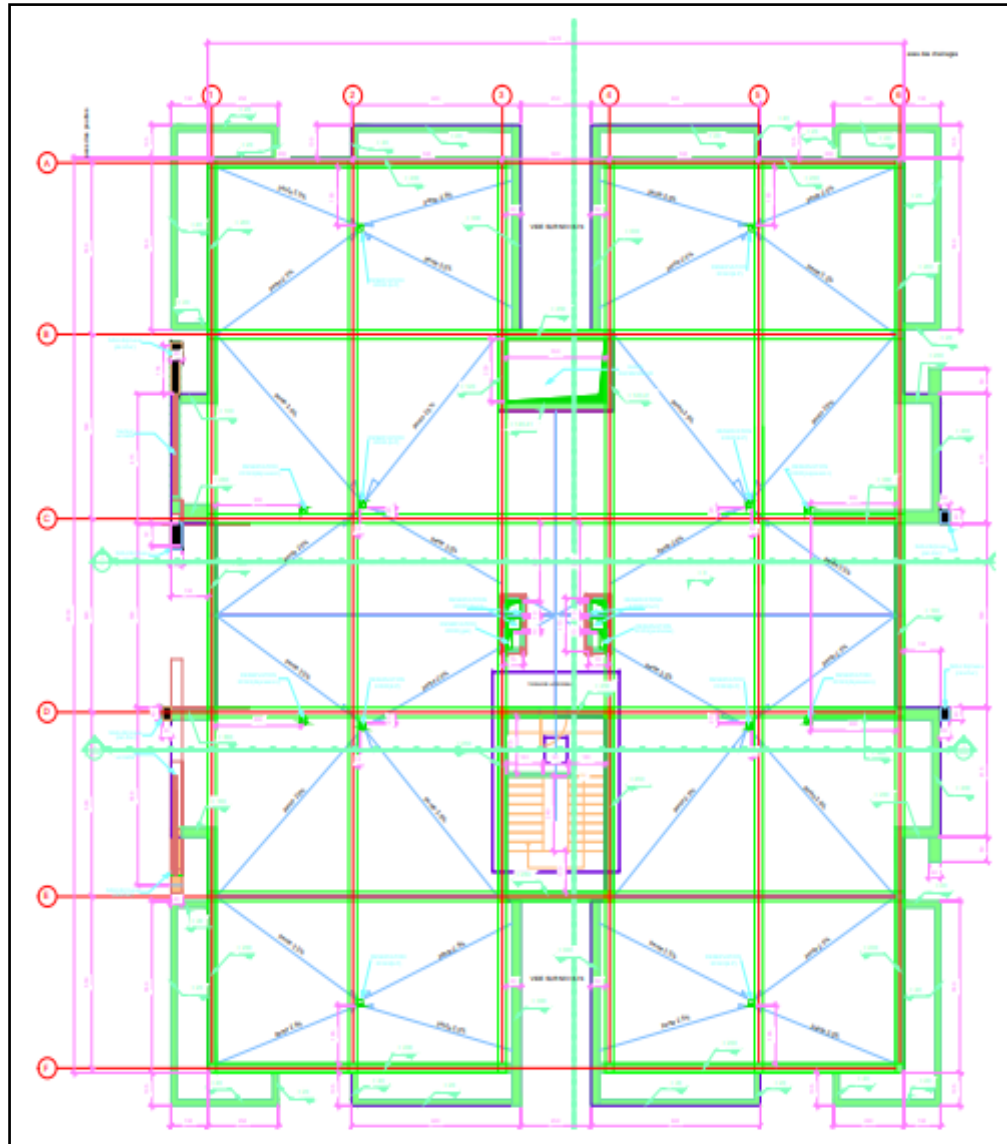
Plan RDC commerce



plan niveau 4 à 12 étage

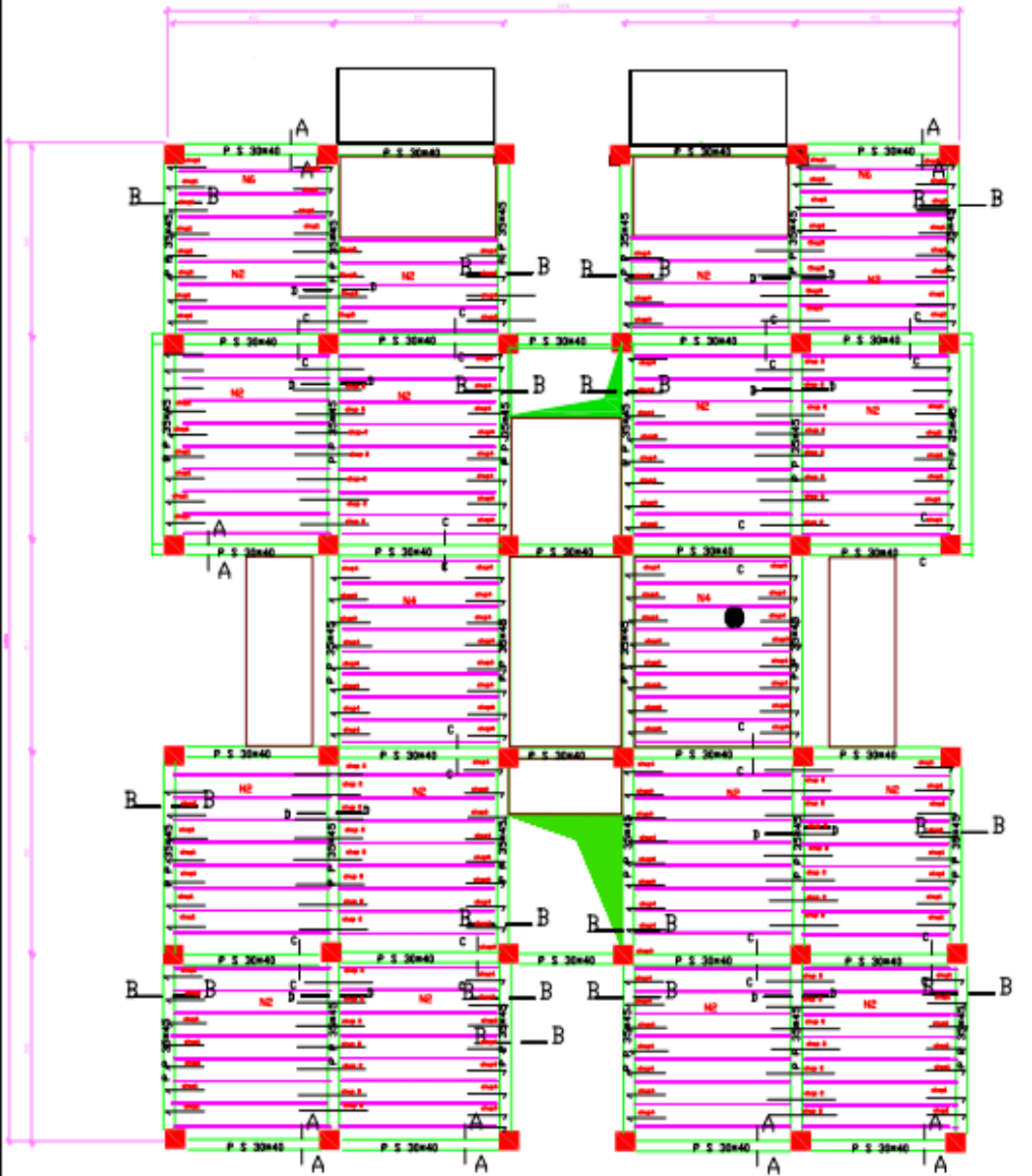
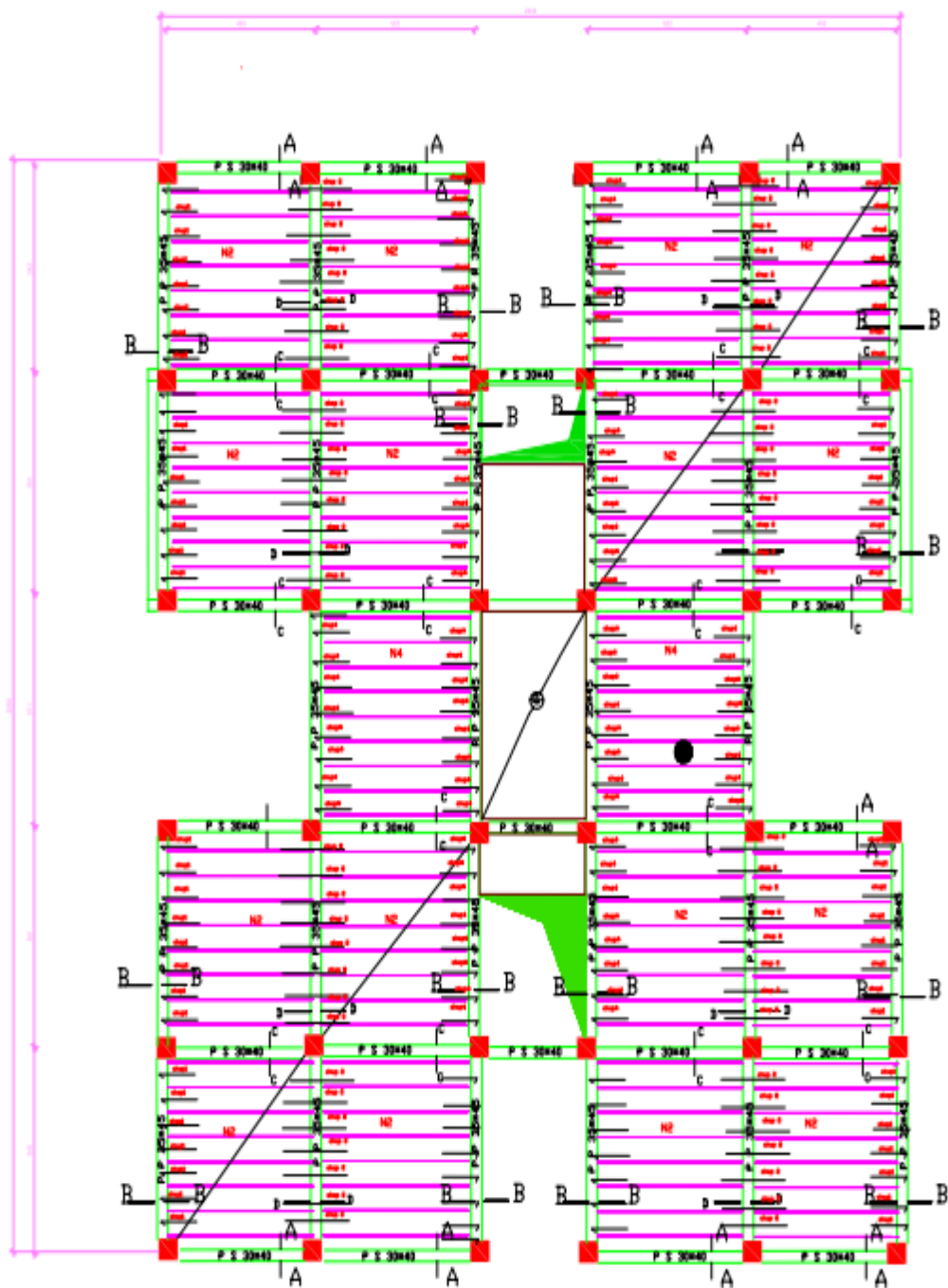


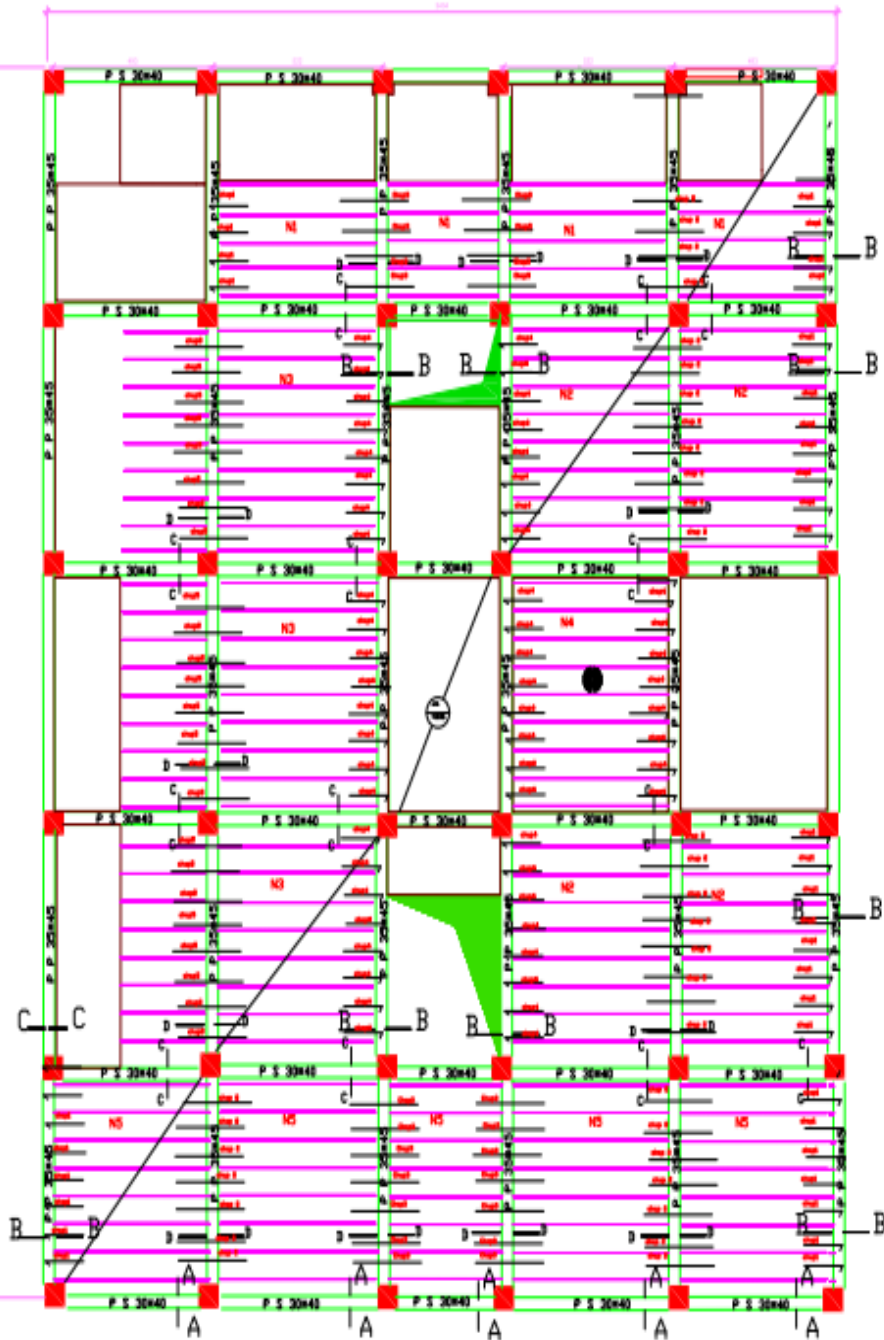
Plan terrasse



ANNEXE E

Les plans génie civil





PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DEPLANCHER RDC

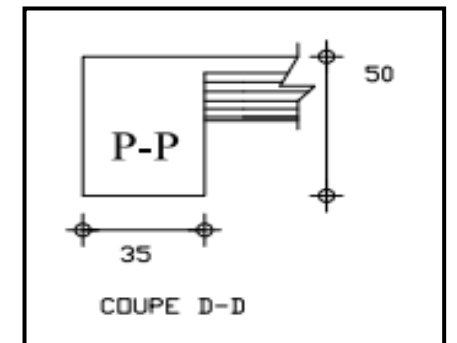
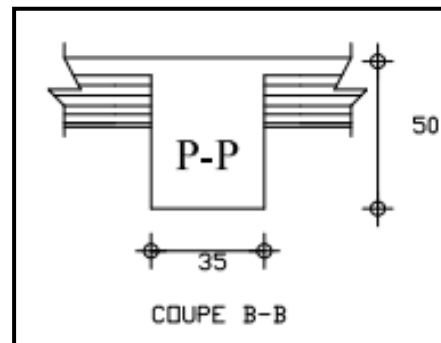
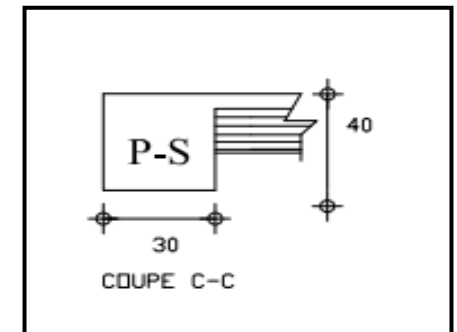
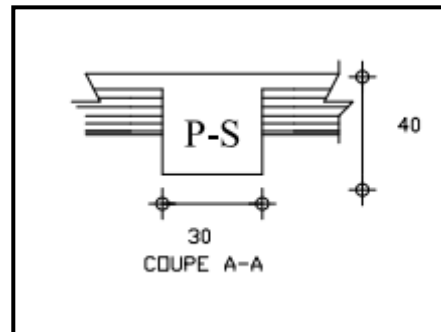
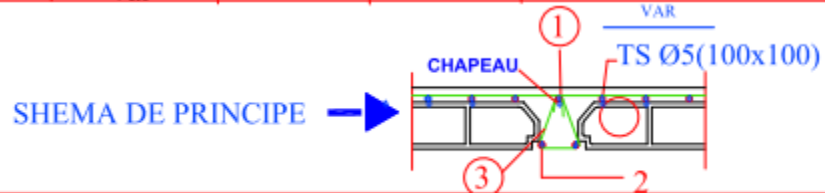
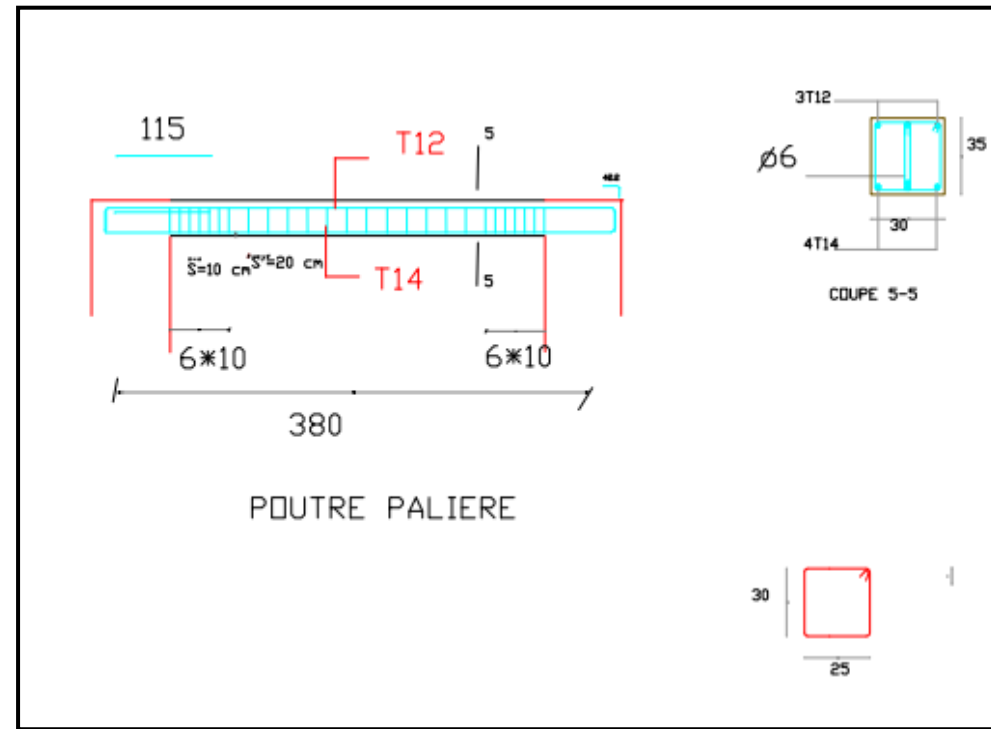
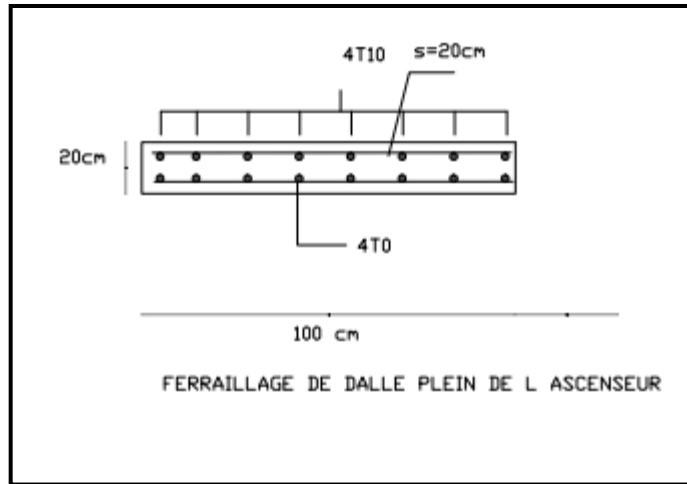
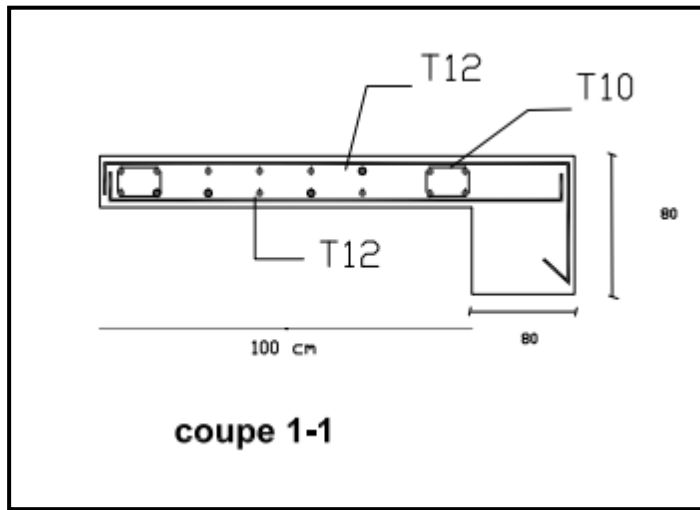
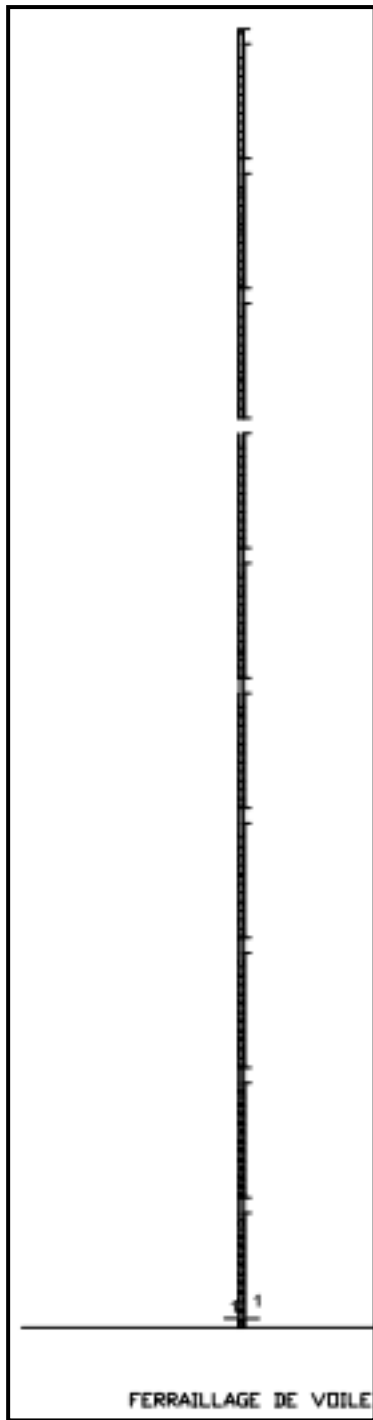


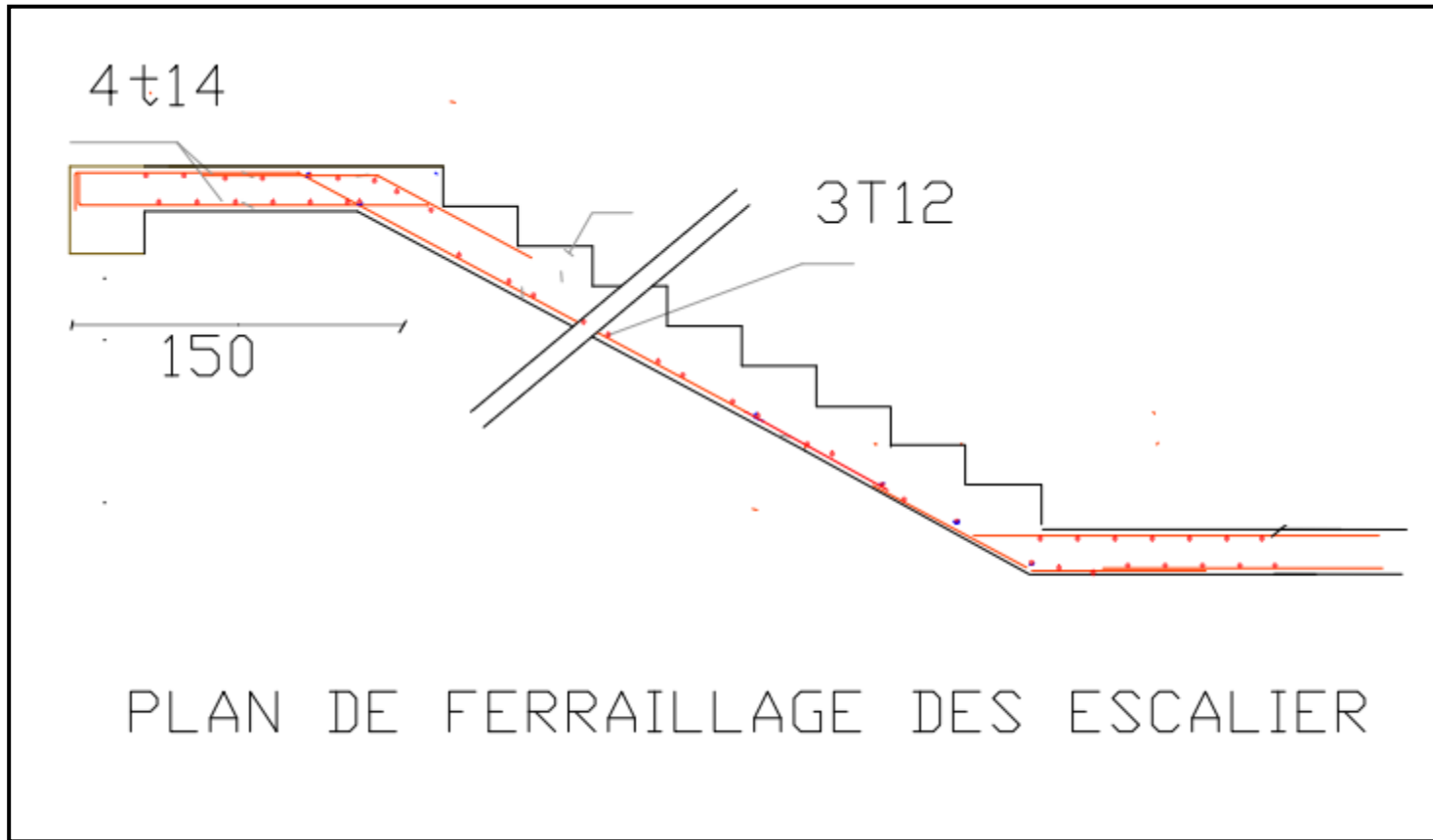
TABLEAU DES POUTRELLES

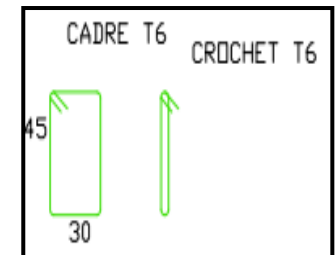
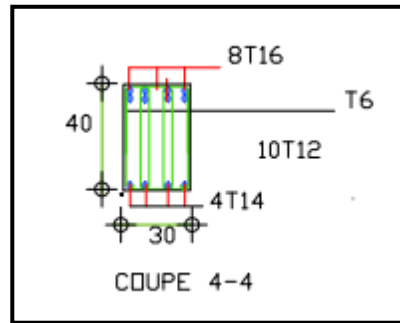
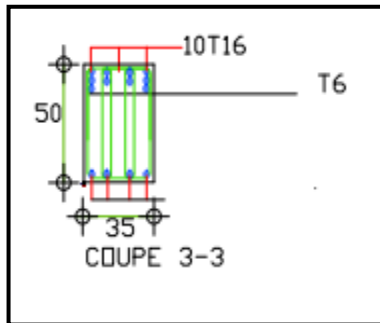
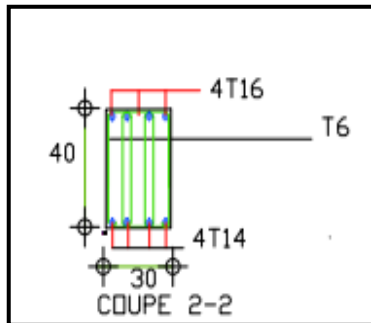
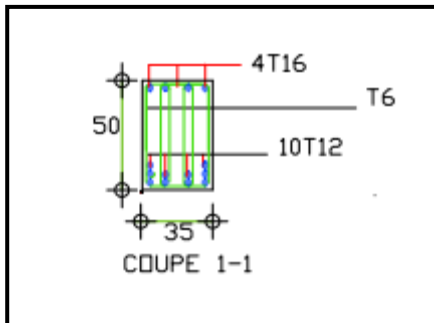
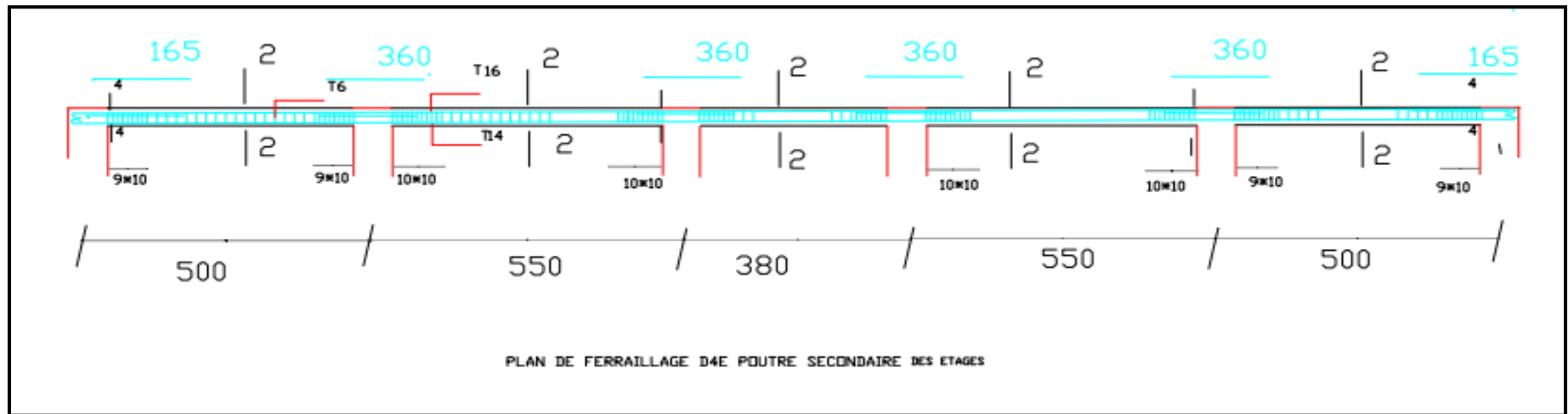
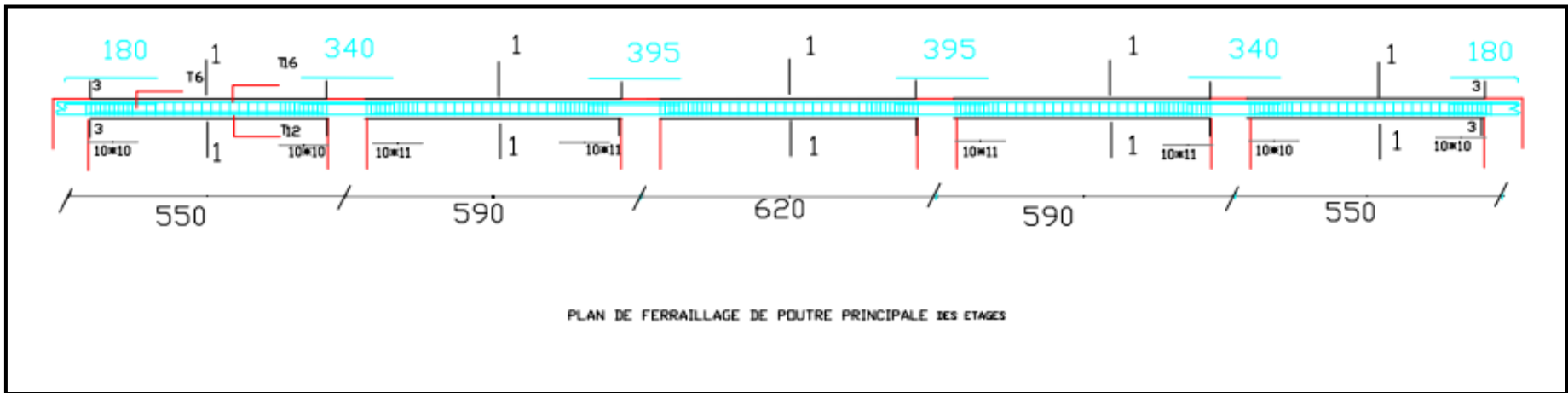
REP	LONG	FERAILLAGE		
		①	②	③
N1	var	3T12	3T12	T8
N2	var	3T12	3T12	T8
N3	var	3T12	3T12	T8
N4	var	3T12	3T12	T8
N5	var	3T12	3T12	T8
N6	var	3T12	3T12	T8
N7	var	3T12	3T12	T8

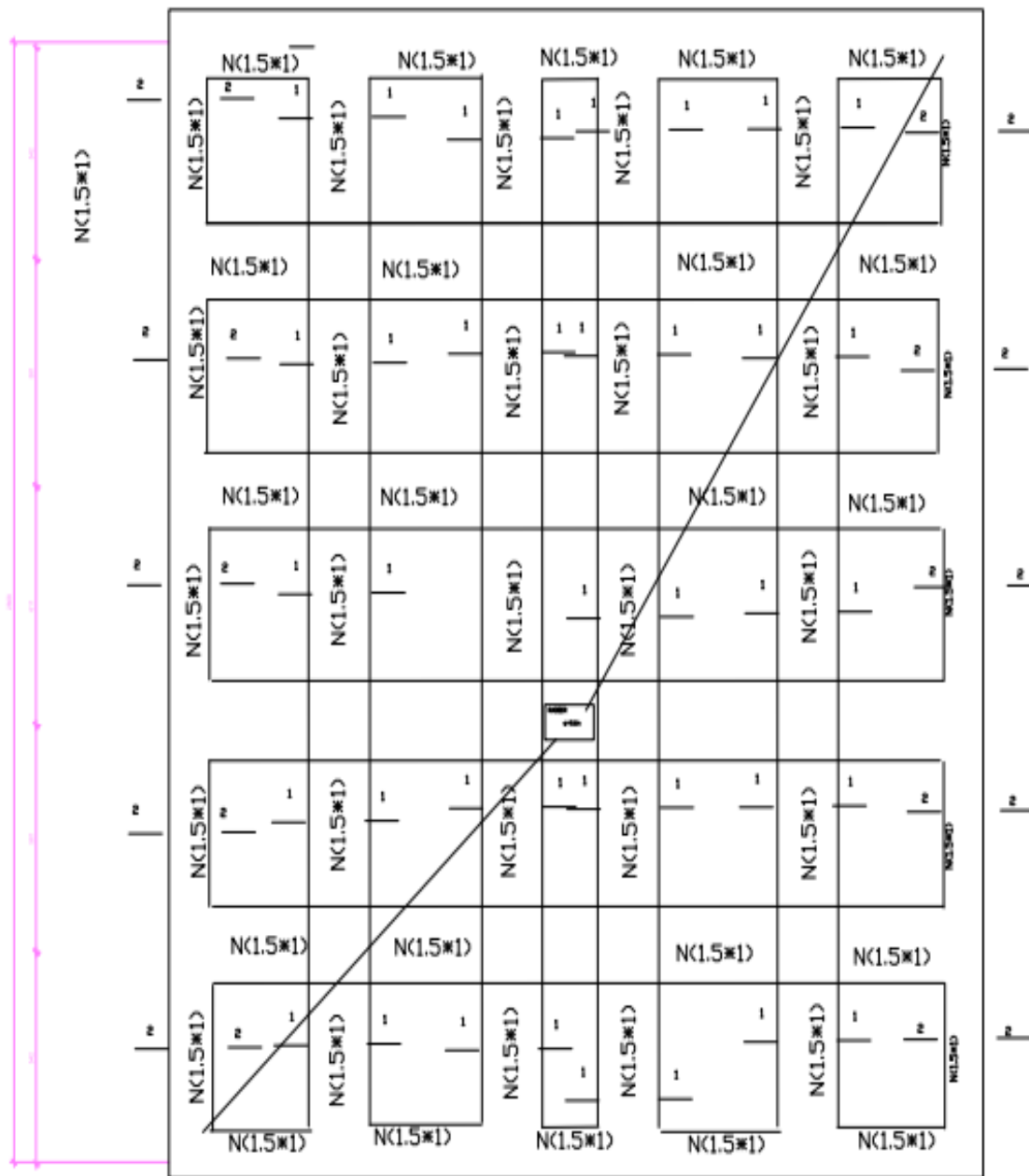


REP	LONG	FERAILLAGE
chap1	$\frac{143}{717}$	T10
chap2	$\frac{341}{717}$	T12
chap3	$\frac{341}{717}$	T10
chap4	$\frac{131}{717}$	T10
chap5	$\frac{341}{717}$	T10
chap6	$\frac{96}{717}$	T10

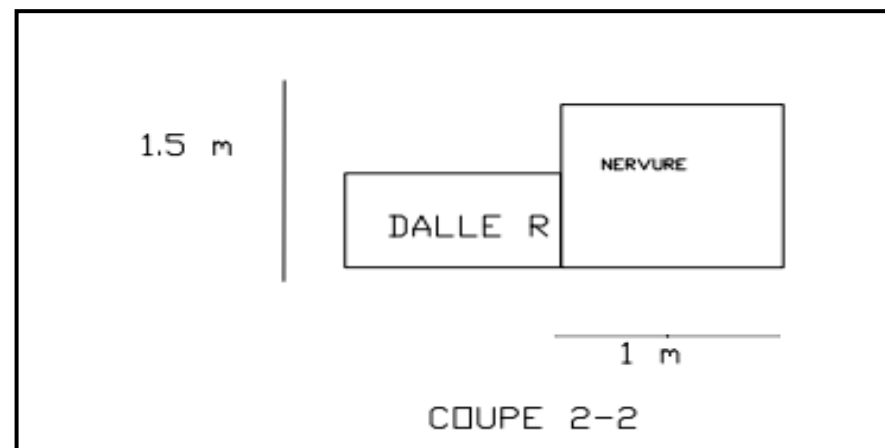
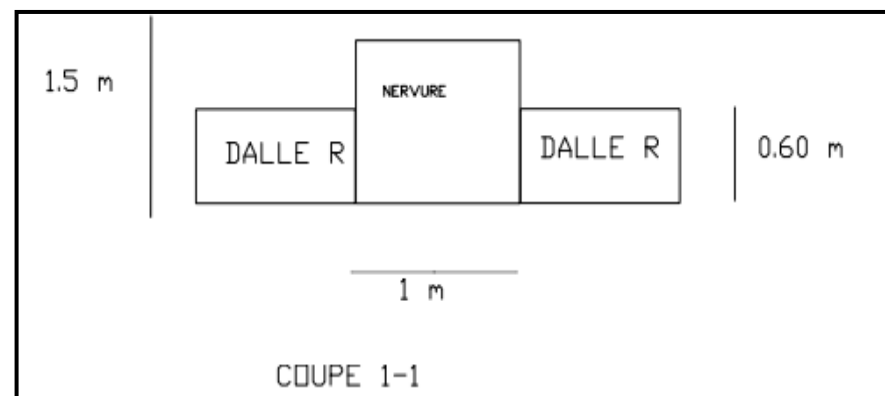


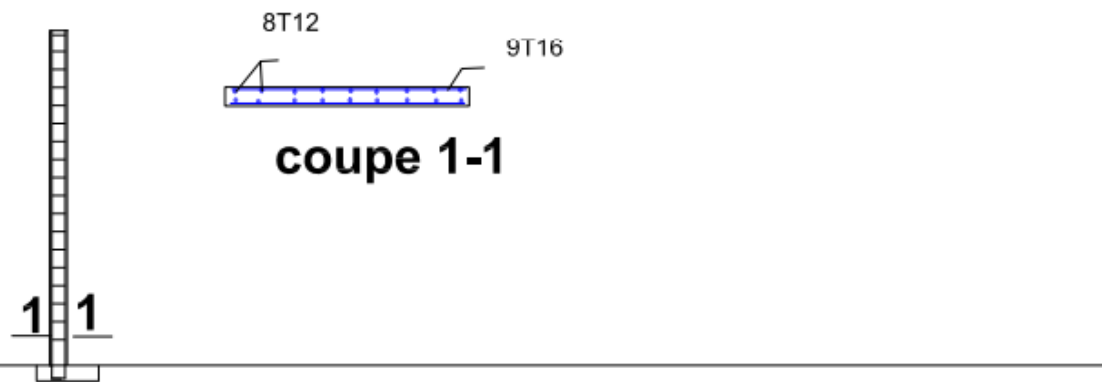






COFFRAGE NERVURES ET RADIER





FERRAILLAGE DE MUR DE SOUTÈNEMENT