

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Aboubakr Belkaïd-Tlemcen

Faculté de TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

Pour l'obtention du diplôme de **MASTER en Génie civil**

Spécialité : Structures

Présenté par :

M^{lle} GOURARI Chahrazed

M^{lle} DEKMOUS Ibtissam

Etude technico-économique d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation en béton armé

Soutenu en Juin 2021, devant le jury composé de :

Mme BENAHCILIF Souad

Présidente

Mme EL HOUARI Nesrine

Examinatrice

Mr HOUTI Farid Brahim

Encadrant

Mr BENAMAR Abderrahmane

Encadrant

Année Universitaire : 2020 /2021

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A mes chers parents,

Pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au long de mes études,

A mes chères sœurs

Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A toute ma famille pour leur soutien tout au long de mon parcours universitaire,

A ma chère binôme Dekmous Itissam

Que ce travail soit l'accomplissement de vos vœux tant allégués, et le fruit de votre soutien infailible,

Merci d'être toujours là pour moi

GOURARI CHAHRAZED

Je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, mes parents qui m'ont soutenu durant toute ma vie, qui ont sacrifié toute leur vie afin de me voir devenir ce que je suis.

A mon binôme Gourari Chahrazed qui a été vraiment persévérant et patient le long de ce travail.

A toute ma famille surtout.

A tous mes amis sans exception.

A Tous mes enseignants tout au long des cycles de mes études.

Et enfin à tous ceux qui sont très chers

DEKMOUS IBTISSAM

Remerciements

Tout d'abord, nous tenons à remercier et glorifier Dieu le tout puissant miséricordieux d'avoir guidé nos pas avec clairvoyance pour accomplir ce travail et de le mener à terme.

Nous tenons à remercier dignement, profondément et sincèrement nos encadreurs M^r HOUTI. Farid Brahim et M^r BENAMAR Abderrahmane pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux, leurs grandes bienveillances et leur disponibilité tout au long de la réalisation de ce travail.

Aux membres du jury : présidente du jury M^{me} BENAHCILIF Souad et M^{me} EL HOUARI Nesrine examinatrice, ça nous flairons un grand honneur en acceptant de juger ce modeste travail.

Nous tenons à remercier M^{me} ROUISSAT Nadia, M^{me} EL HOUARI Nesrine, M^r BOUANENI Abdessamad et toutes l'équipes du CTC de nous avoir aidé, et pour l'expérience dont nous avons pu avoir.

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

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة تقنية اقتصادية لمنشأة من الخرسانة المسلحة لإنشاء بناية تتألف من طابق تحت ارض مخصص لموقف السيارات و طابق ارضي مخصص للتجارة و تسع طوابق علوية ذات طابع سكني بولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم 1 وفقا للمعايير المقاومة للزلازل الجزائرية باستعمال قواعد حساب المنشآت المبنية بالخرسانة المسلحة المدّة حيث ان المقدرة لانجاز هذا المشروع سنتان بمبلغ فجر ب 67200000 دج (91ELBA ; 2003 V 99RPA)

الكلمات المفتاحية : الخرسانة المسلحة البناية ; الزلزال، 2003 V 99RPA

Résumé

Ce projet présente une étude technico-économique d'une structure en béton armé pour la construction d'un immeuble composé d'un sous sol dédié à un parking, d'un rez de chaussée dédié au commerce, et de neuf étages supérieurs à caractère résidentiel dans la wilaya de Tlemcen, classé au sein de la zone sismique n°1 selon les normes sismiques algériennes en utilisant les règles de calcul des installations bâties en béton armé (BAEL91, RPA99 V2003). Le but de cette étude est de modéliser la structure par le programme SAP2000 pour effectuer une conception sismique et une analyse économique du bâtiment. La durée estimée de notre projet est de 2 ans avec un cout de revient de 67 200000 da.

Mots clés : bâtiment en béton armé ; tremblement de terre ; RPA99V2003.

Abstract

This project present a technical economic study for a reinforced concrete structure to construct a building consisting of an underground floor dedicated to a car park, a ground floor dedicated to trade, and nine upper floors of a residential character in the Wilayat of Tlemcen, classified within the seismic zone No 1 according to the Algerian earthquake resistance standards using the rules for calculating the built facilities with reinforced concrete (BAEL91 ; RPA99 V2003). The purpose of this study is to model the structure by SAP2000 program to conduct seismic design and economic analysis of the building. The estimated duration of our project is 2 years with a cost price of 67 200000 da

Keywords : reinforced concrete building ; earthquake ; RPA99V2003.

Table des matières

Chapitre I : 2Présentation de l'ouvrage.....	2
I.1 Présentation générale :	3
I.1.1 Implantation du projet :	3
I.1.2Description du projet :	3
I.1.3 Caractéristique géométrique de la structure :	4
I.1.4 Classification de l'ouvrage selon son importance :	4
I.2 conception de l'ouvrage :	4
I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	6
I.3.1 Béton :	6
I.3.2 Acier :	7
I.3.3 : Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites :	8
I.3.4 : Contraintes limites :	8
I.3.5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :	9
Chapitre II :Pré-dimensionnement et descente de charge	10
II.1 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :	11
II.1.1 Introduction :	11
II.1.2 Pré dimensionnement des poteaux :	11
II.1.3 Pré dimensionnement des poutres :	14
II.1.4 Pré dimensionnement des voiles de contreventement :	16
II.1.5 Pré dimensionnement des poutrelles:	17
II.1.6 Pré dimensionnement de la dalle pleine (l'ascenseur):	17
II.1.7 Pré dimensionnement de l'acrotère:	18
II.1.8 Pré dimensionnement des escaliers :	19
II.2 Descente de charges :	24
II.2.1 Introduction :	24
II.2.1.1 Plancher terrasse à corps creux:	24
II.2.1.3 plancher étage courant (usage d'habitation) et RDC (commerce) :	25
II.2.1.4 Balcon :	25

Table des matières

II.2.1.5 Mur extérieur :	25
II.2.1.6 Mur intérieur :	26
II.2.1.8 palier :	26
II.2.1.9 Volée (paillasse) :	26
II.2.1.10 Ascenseur :	27
Chapitre III :Etude des éléments secondaires	28
III.1 Etude du plancher à corps creux -poutrelles-:	29
III.2. Etude la dalle d'ascenseur :	41
III.3 Etude des escaliers :	54
III.4 Etude de l'acrotère :	67
Chapitre IV :Etude dynamique	72
IV.1 Introduction :	73
IV.2 Objectifs de l'étude dynamique:	73
IV.3 Les méthodes de calcul :	73
IV.4 Modélisation de la structure :	75
IV.5 le choix de la méthode de calcul :	75
IV.6 La méthode dynamique modal spectral :	75
IV.7 Modélisation :	80
IV.8 Vérification et interprétation des résultats:	84
IV.9 Conclusion :	91
Chapitre V :Etude des éléments structuraux.....	92
V.1 introduction :	93
V.2 les poteaux :	93
V.3 les poutres :	101
V.4 les voile :	109
Chapitre VI :Étude géotechnique	113
VI.1 Introduction :	114
VI.2 Qu'est ce qu'une fondation :	114
VI.3 Qu'est ce qu'un projet de fondation :	114
VI.4 Le rapport d'analyse du sol :	114
VI 5 Les caractéristiques d'un bon projet :	Error! Bookmark not defined.
VI.6 Le but de l'étude du sol :	115
VI.7 Classification des fondations :	116
VI.8 Choix du type de fondation :	116

Table des matières

VI.9 Dimensionnements et caractéristiques des semelles :	116
VI.10 Calcul de ferrailage des semelles filantes :	121
VI.11 Pré-dimensionnement de radier :	121
VII.12 Calcul du ferrailage :	123
Chapitre VII :Etude économique	128
VII.1 Introduction :	129
VII.2 Les caractéristiques d'un projet :	129
VII.3 Les facteurs de qualités d'un projet :	129
VII.4 Quantités de matières à mettre en œuvre :	130
VII.5 Définition du l'avant métré :	130
VII.6 Métreur :	131
VII.7 Les actes du métré et de l'avant-métré :	131
VII.8 Les prescriptions d'un projet :	132
VI.9 Le mode de métrer :	132
VII.10 Le mode de mesurer :	133
VII.11 Les facteurs influant sur la qualité des estimations :	133
VII.12 Le diagramme de Gantt :	133
VII.13 Les étapes du diagramme de Gantt :	134
VII.14 Devis quantitatif et estimatif :	135

Liste des tableaux

Tableau 1: Caractéristiques géométriques	4
Tableau 2: Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux.....	14
Tableau 3: Récapitulation du pré dimensionnement des poutres et poteaux poteaux.....	15
Tableau 4: Récapitulation du pré dimensionnement.....	16
Tableau 5: Récapitulation du pré dimensionnement d'escalier de type 2.....	22
Tableau 6: Les différents types d'escalier	22
Tableau 7: Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux	24
Tableau 8: Evaluation des charges de la dalle pleine	24
Tableau 9: Evaluation des charges du plancher étage courant et RDC.....	25
Tableau 10: Evaluation des charges de balcon.....	25
Tableau 11: Evaluation des charges des murs extérieurs.....	25
Tableau 12: Evaluation des charges des murs intérieurs	26
Tableau 13: Evaluation des charges sur le palier	26
Tableau 14: Evaluation des charges sur la volé.....	26
Tableau 15: Evaluation des charges de la machine	27
Tableau 16: Les différents types de poutrelles	29
Tableau 17: évaluation des charges	31
Tableau 18: Différents efforts à l' ELU	37
Tableau 19: Différents efforts à l'ELS.....	37
Tableau 20: récapitulation des résultats.....	46
Tableau 21: les moments des rectangles	46
Tableau 22: Moment fléchissant de la dalle pleine.....	48
Tableau 23: Armatures longitudinales calculée et adoptée.....	50
Tableau 24: résultats des espacements	50
Tableau 25: Les contraintes dans le béton.....	52
Tableau 26: évaluation des charges d'escalier.....	54
Tableau 27: schéma d'escalier	54
Tableau 28: Les valeurs du moment fléchissant et l'effort tranchant à ELU.....	56
Tableau 29: Les valeurs du moment fléchissant et l'effort tranchant à ELS.....	57
Tableau 30: Ferrailage longitudinal de la poutre palière.....	64
Tableau 31: Ferrailage transversal et espacements adoptés de la poutre palière.....	67
Tableau 32: Pénalité en fonction de critère de qualité	79
Tableau 33: variation de masse modale.....	81
Tableau 34: Masse des différents niveaux	83
Tableau 35: force sismique suivant x et y	84
Tableau 36: Les efforts tranchants à la base	85
Tableau 37: Calcul des déplacements dans le sens longitudinal.....	87
Tableau 38: Calcul des déplacements dans le sens transversal	88
Tableau 39: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens X-X)	89
Tableau 40: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens Y-Y)	89
Tableau 41: Vérification des poteaux sous sollicitations normales	93
Tableau 42: Sollicitations maximales à ELU.....	95
Tableau 43: Sollicitations maximales à l'accidentel (G+Q±E)	95

Liste des tableaux

Tableau 44: Sollicitations maximales à l'accidentel ($0,8G \pm E$)	96
Tableau 45: Les sollicitations d'un exemple de poteau à ELU	96
Tableau 46: Les sollicitations d'un exemple de poteau à ($G+Q \pm E$)	97
Tableau 47: Les sollicitations d'un exemple de poteau à ($0,8G \pm E$).....	99
Tableau 48: Ferrailage des poteaux.....	100
Tableau 49: Sollicitations maximales dans les Poutres principales.....	102
Tableau 50: Sollicitations maximales dans les Poutres secondaires.....	102
Tableau 51: Sollicitations de la poutre principale	103
Tableau 52: Ferrailages calculés pour les Poutres Principales (30×50)cm ²	105
Tableau 53: Ferrailages calculés pour les Poutres secondaires(30×35)cm ²	105
Tableau 54: les armatures longitudinales.....	106
Tableau 55: ferrailage longitudinal des poutres principales	107
Tableau 56: ferrailage longitudinal des poutres secondaires	107
Tableau 57: Espacements calculés et adoptés des armatures transversales	108
Tableau 58: Armatures transversales et espacements adoptés.	108
Tableau 59: tableau récapitulatif des sollicitations $e_p=15$ cm	110
Tableau 60: tableau récapitulatif des sollicitations $e_p=20$ cm	110
Tableau 61: vérification des contraintes.....	110
Tableau 62: ferrailage des voiles.....	112
Tableau 63: Caractéristique du sol.....	117
Tableau 64: Ferrailage des différentes semelles filantes	121
Tableau 65: Moment de la dalle	123
Tableau 66: Devis quantitatif et estimatif.....	135

Figure 1: Vue panoramique de l'immeuble (Google)	3
Figure 2: Diagramme contraint - déformations instantanées du béton	7
Figure 3: Diagramme de déformation - contrainte de calcul	8
Figure 4: La section la plus sollicité du poteau.....	11
Figure 5: Poutre principale.....	14
Figure 6: Poutre secondaire.....	15
Figure 7: Coupe des murs voile	16
Figure 8: poutrelle	17
Figure 9: dalle pleine.....	18
Figure 10: coupe de l'acrotère	18
Figure 11: Schéma d'un escalier.....	20
Figure 12: schéma statique de la poutrelle de type 5.....	32
Figure 13: diagramme de moment de la poutrelle de type 5 à ELU.....	34
Figure 14: diagramme de moment de la poutrelle de type 5 à ELS	37
Figure 15: Schéma d'un ascenseur mécanique.....	42
Figure 16: Dimension de la charge concentrée	44
Figure 17: schéma statique d'un escalier à ELU	55
Figure 18: schéma statique d'un escalier à ELS.....	57
Figure 19: ferrailage d'un escalier.....	62
Figure 20: Ferrailage de la poutre palière.....	67
Figure 21: section de calcul du ferrailage.....	68
Figure 22: Ferrailage de l'acrotère.....	71
Figure 23: La structure sans voile	80
Figure 24: la disposition des voiles (variante 1).....	80
Figure 25: la disposition des voiles (variante 2).....	81
Figure 26: la disposition des voiles (variante 3).....	81
Figure 27: ferrailage du poteau	101
Figure 28: Ferrailage des poutres.....	109
Figure 29: ferrailage du voile 20.....	112
Figure 30: caractéristiques d'un projet	115
Figure 31: Classification des fondations	116
Figure 32: Diagramme de gantt.....	133
Figure 33: Courbe financière en S.....	154

Table des notations

G: Action permanente.

Q: Action d'exploitation.

E: Action accidentelle.

L_{\max} : Longueur de la plus grande portée.

M_0 : Moment isostatique.

M_A : Moment en appui.

M_t : Moment en travée.

V: Effort tranchant.

A_{st} : Section de ferrailage tendue.

A_{sc} : Section de ferrailage comprimé.

T_u : Effort tranchant.

S_t : Espacement entre cadre de la zone nodale.

S_t' : Espacement entre cadre de la zone courante

A_{st} : section d'armature

A_r : armatures de répartitions

h : hauteur du giron

h : hauteur de la poutre

f_e : Limite élastique d'acier.

n: Coefficient d'équivalence.

M_s : Moment à l'état de service.

M_u : Moment à l'état ultime.

x: Position de l'axe neutre.

I: Moment d'inertie.

f_i : Flèche sous chargement instantané.

Table des notations

- f_v : Flèche sous chargement de longue durée.
- E_i : Déformation instantanée.
- E_v : Déformation instantanée.
- f_{t28} : Résistance de traction du béton.
- f_{c28} : Résistance de compression du béton.
- f_{bc} : Contrainte du béton.
- g : Largeur de la marche (giron).
- R_i : Réactions d'appuis.
- A_r : Armatures de répartition.
- S : Surface.
- U : Périmètre de la section.
- N : Effort normale.
- T : Période.
- C_t : Coefficient du système de contreventement.
- D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base.
- W_t : Poids total de la structure.
- A : Coefficient d'accélération.
- R : Coefficient de comportement.
- ELU: Etat limite ultime.
- ELS: Etat limite service.
- B : Section transversale des poteaux.
- h_e : Hauteur de l'étage.
- e : L'excentricité.
- L_r : Longueur de recouvrement.
- l_f : Longueur de flambement.
- (a ; b): Dimensions du poteau.

Table des notations

r : Rayon de courbure.

N_d : Effort normal maximal appliqué sur une section.

B_r : Section réduite du poteau obtenue.

L_d : Longueur développée de l'ancrage.

A_v : Section d'armature verticale.

l_s : Longueur de scellement droit.

h_r : Hauteur du radier dalle.

K : Coefficient de raideur du sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte admissible de cisaillement du béton.

Φ_t : Diamètre des armatures transversales.

Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

γ_{BA} : Poids de béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contraintes admissible du béton.

$\bar{\sigma}_{st}$: Contraintes admissible de l'acier.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

ν : Coefficient de poisson.

\bar{f} : Flèche admissible.

ρ : Masse volumique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ε : Pourcentage d'amortissement.

β : Coefficient de pondération.

δ_{ek} : Déplacement horizontal maximal dû aux forces sismiques.

Δ_k : Déplacement relatif au niveau (K).

λ_g : L'élancement géométrique

Table des notations

ρ_a : Coefficient correcteur.

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique.

τ_s : Contrainte d'adhérence.

ψ : Coefficient d'ancrage.

$\bar{\sigma}_{adm}$: Contrainte admissible du sol.

Introduction générale

Les constructions naissantes nous font apercevoir, dans leur manifestation la plus simple, ces inévitables attaches qui lient le mode de construire aux états successifs de l'humanité et font de l'histoire de l'art un résumé de l'histoire même des sociétés, Nous voyons l'habitation se constituer se transformer suivant les vicissitudes du climat et du genre de vie qu'il impose ; les procédés se modifient avec les ressources locales , avec les progrès de l'outillage ; les effets imposants de masses employées comme premiers moyens d'expression ; l'art figuré devancer la construction .nous reconnaissons même cette singulière influence de l'habitude , qui fait survivre les formes aux raisons dont elles dérivent . Chez tous les peuples l'art passera par les mêmes alternatives, obéira aux mêmes lois.

Le projet étudié se situe à Tlemcen sur un site classé en zone de faible sismicité (zone 1). Le but est d'effectuer une étude technique et économique d'un bâtiment en béton armé dans cette zone. Le bâtiment est constitué essentiellement d'appartement en étages courants, mais aussi de commerces au rez-de-chaussée et un parking souterrain.

Nos calculs seront vérifiés suivant les lois constitutionnelles, à savoir le règlement parasismique Algérien RPA version 2003 et les règlements du béton aux états limites BAEL 91 modifiés 99.

On a commencé notre travail par le pré-dimensionnement et la descente des charges des éléments structuraux, l'étude des éléments secondaires ensuite on a Modélisé la structure sur le logiciel (SAP2000) afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires.

Les résultats trouvés seront ensuite exploités pour vérifier le système constructif choisi puis pour dimensionner les fondations.

La dernière étape de cette étude concerne la partie économique du projet qui sera effectuée sur le logiciel Microsoft Ms Project.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation générale :

I.1.1 Implantation du projet :

Ce projet est implanté en lieux et place de champs de tir (bouhenak), dans la wilaya de Tlemcen (figure I.1).

Il comporte des logements à usage d'habitation de type F3, F4 et duplexe, et des locaux commerciaux et des bureaux.

La partie que nous projetons d'étudier, dans ce mémoire, est un immeuble constitué d'un sous-sol, RDC et 9 étages. La région de l'implantation de cet ouvrage est une région de faible activité sismique (Zone I), selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 V.2003).

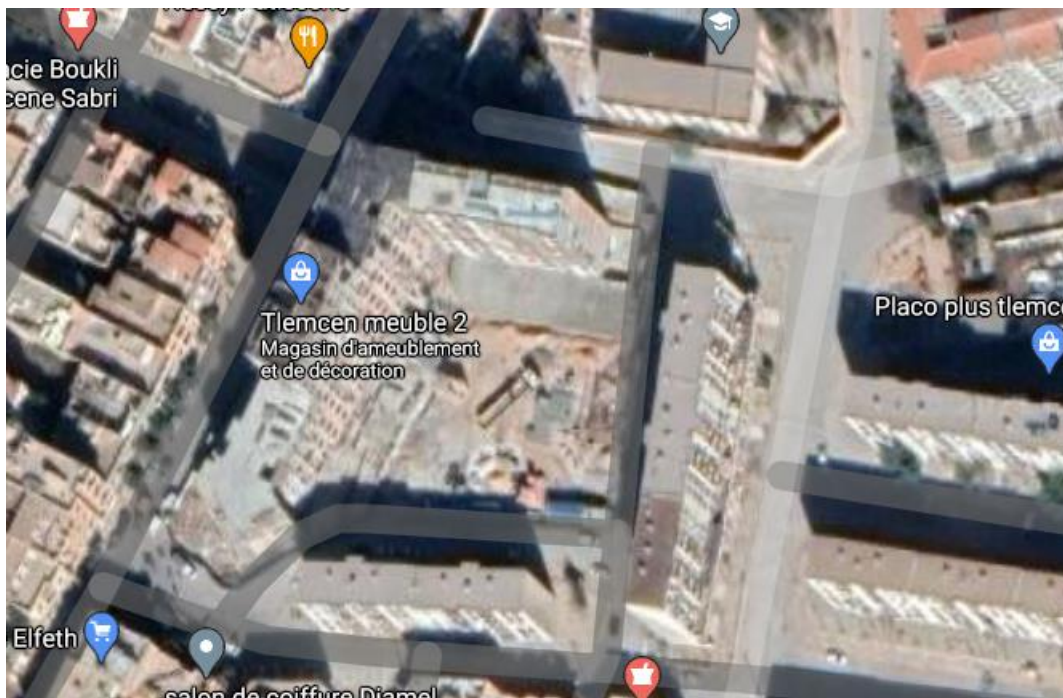


Figure 1: Vue panoramique de l'immeuble (Google Maps).

I.1.2 Description du projet :

Ce bâtiment est composée de :

- Un seul sous-sol destiné au parking, La hauteur du sous-sol est de 3,06 m de hauteur.
- Le rez de chaussé réservé aux commerce qui est d'une hauteur de 3,06 m,
- 9 étages pour habitation composés de logement de type F3 et F4, de 3,06 m de hauteur.

- Le 9^{ème} étage est un duplex.
- Une terrasse inaccessible

I.1.3 Caractéristique géométrique de la structure :

Tableau 1: Caractéristiques géométriques

Longueur totale du bâtiment	22.20 m
Largeur totale du bâtiment	16.70 m
Hauteur totale du bâtiment	33.66m
Hauteur du sous sol	3.06 m
Hauteur du RDC	3.06 m
Hauteur des étages courants	3.06 m

I.1.4 Classification de l'ouvrage selon son importance :

Le niveau de la protection parasismique du bâtiment doit être modulé en fonction de l'enjeu associé à une classification des bâtiments en catégorie d'importance et donc établie en fonction des risques pour la sécurité des personnes.

Tout ouvrage doit être classé dans l'un des 4 groupes :

Groupe 1A : Ouvrage d'importance vitale.

Groupe 1B : Ouvrage de grande importance.

Groupe 2 : Ouvrage courant ou d'importance moyenne.

Groupe 3 : Ouvrage de faible importance.

Notre bâtiment est collectif. Sa hauteur ne dépasse pas 48 m.

Il est classé dans le groupe 2 selon le RPA 99 v 2003.

I.2 conception de l'ouvrage :

- **Ossature :**

La stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (voiles et portiques).

- **Planchers à corps creux:**

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Les planchers sont constitués par des corps creux d'épaisseur 16 cm et une dalle de compression reposant sur des poutrelles coulées sur place d'épaisseur 5cm

- **Plancher dalle pleine :**

Selon le BAEL91, pour une bonne isolation acoustique l'épaisseur du plancher doit être supérieur à 13 cm. Alors on adopte 15 cm.

- **Structure de contreventement :**

Le contreventement dans ce bâtiment est assuré par :

-Des portiques auto stables en béton armé.

-Des murs voiles.

- **Escalier :**

On a 5 types d'escaliers : 2 escaliers à volées droites avec paliers intermédiaires, 2 escaliers balancés et escalier de type ½ tournant.

- **Balcon :**

Les balcons seront réalisés en corps creux.

- **Acrotère :**

C'est un élément en béton armé dont la hauteur est de 60 cm.

- **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.

- **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

- **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.

- **Fondation :**

On a considéré un radier dans la partie qui contient les locaux et l'autre partie on a optée pour des semelles filantes.

- **Isolation :**

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les plancher terrasses ; et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

I.3 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.3.1 Béton :

I.3.1.1 résistance du béton :

a) Résistances caractéristiques à la compression :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise (ou spécifique). Celle-ci, notée f_{c28} , est choisie à priori, compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier qu'elle est atteinte.

Lorsque des sollicitations s'exercent sur un béton dont l'âge de j jours (en cours d'exécution) est inférieur à 28, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} obtenue au jour considéré.

On peut admettre que pour $j \leq 28$ résistance f_{cj} des bétons non traités thermiquement suivent approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \text{et } f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Les bétons à haute résistance contenant des ultrafines actives peuvent avoir une loi d'évolution intermédiaire entre les deux précédentes.

Pour justifier la résistance des sections, la valeur f_{cj} est conventionnellement bornée supérieurement à f_{c28} . Pour d'autres types de vérifications, on peut admettre une valeur au plus égale $1.10 f_{c28}$ lorsque l'âge dépasse 28 jours, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

On peut alors évaluer la valeur de f_{cj} par la première formule ci-dessus pour $28 < j < 60$, avec $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ pour $j \geq 60$.

Dans tout les cas la résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cylindres droits de révolution de 200 cm² de section et d'une hauteur de 2 fois leur diamètre.

b) Résistances caractéristiques à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

Dans laquelle f_{tj} et f_{cj} sont exprimées en MPa (ou N/mm²). Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} < 60 \text{ MPa}$.

c) Résistance minimale du béton :

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence et 12 MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

En deca de ces limites les structures concernées ne peuvent être considérées comme étant du béton armé.

- **Diagramme des contraintes - déformations instantanées du béton :**

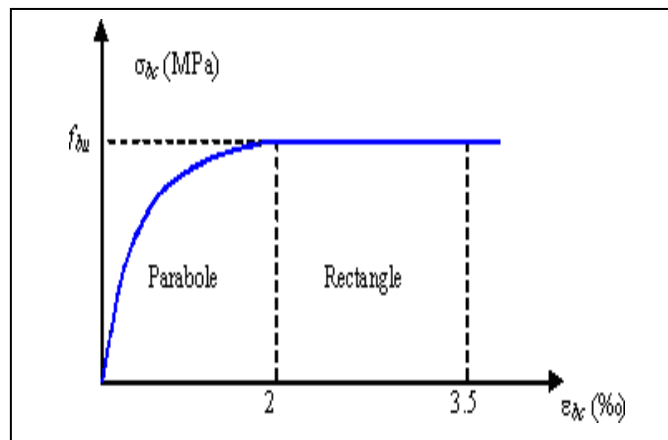


Figure 2: Diagramme contrainte - déformations instantanées du béton

I.3.1.2 déformations longitudinales du béton :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

f_{cj} (Exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

A défaut de mesures, on admet que sous contraintes de longue durée d'application les déformations longitudinales complémentaires dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

Dans ce cas le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

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

Avec f_{cj} (exprimé en MPa)

I.3.1.3 coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est pris égal à 0.2 pour le calcul des déformations et à 0 (zéro) pour le calcul des sollicitations.

I.3.2 Acier :

I.3.2.1 Prescriptions générales :

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie f_e .

Dans ce qui suit le module d'élasticité longitudinale de l'acier E_s est pris égal à 200000 MPa (ou encore 2000000 bars).

I.3.2.1 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:

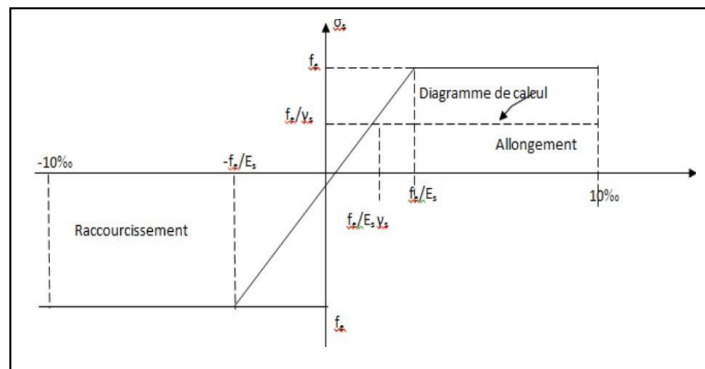


Figure 3: Diagramme de déformation - contrainte de calcul

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 ‰

I.3.3 : 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

I.3.4 : Contraintes limites :

I.3.4.1 : Contrainte limite à ELU :

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

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

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ Situation durable} \\ \gamma_s = 1.5 \text{ Situation accidentelle} \end{array} \right.$$

I.3.4.2 : 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 (A,4,5,3), 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.

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1.3 \text{ Pour les HA } < 6 \text{ mm} \\ \eta = 1.6 \text{ Pour les HA } > 6 \text{ mm} \\ \eta = 1 \text{ Pour les ronds lisses} \end{array} \right.$$

I.3.5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

Le Béton :

En compression :

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

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

En traction :

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

L'acier :

Fe E400

Chapitre II

Pré-dimensionnement et descente de charge

II.1 Pré-dimensionnement des éléments structuraux :

II.1.1 Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré dimensionnés de telles manières à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges.
- Sollicitations horizontales concernant le séisme.

Le pré dimensionnements de la structure est calculé conformément aux règles B.A.E.L91 et RPA 99 version 2003. Il permet de trouver le meilleur compromis entre coût et sécurité.

II.1.2 Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont soumis à l'effort de compression. Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau le plus sollicité (central), la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourant le poteau.

Notre bâtiment qui se trouve à Tlemcen est dans la Zone I, d'après la Carte de zonage sismique du territoire national algérien.

Durant le projet, on préconise des poteaux de section carré.

Les poteaux doivent respecter les dimensions ci-après (**RPA 99 version 2003 page 63**)

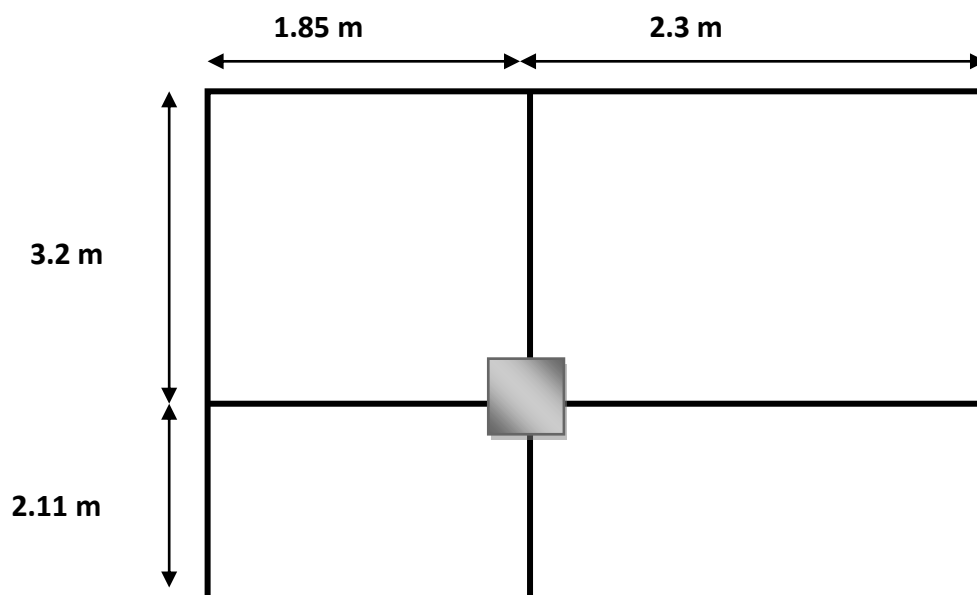


Figure 4: La section la plus sollicité du poteau

$$N_u = P \times S \times n$$

$$\text{Avec } \begin{cases} P : \text{charge du plancher } 1\text{t/m}^2. \\ S : \text{surface supporté par le poteau le plus sollicité.} \\ n : \text{nombre de plancher } (n=11). \end{cases}$$

$$S = (1,85 \times 3,2) + (2,3 \times 3,2) + (2,11 \times 2,3) + (2,11 \times 1,85)$$

$$S = 22,0365 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1 \times 22,0365 \times 11$$

$$N_u = 242,4 \text{ t} = 2,42 \text{ MN}$$

- **Section réduite de béton B_r :**

D'après BAEL91 modifiée 99 :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{f_{bc}}{0,9} + \frac{0,85 \times f_e}{100 \times \gamma_s}}$$

B_r : Section brute du poteau.

β : coefficient de correction dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux.

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0,85 \left(\frac{\lambda}{100} \right) \quad \text{si } 50 < \lambda < 70$$

D'après le BAEL91 modifiée 99 il est préférable de prendre $\lambda=35$.

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} . f_e = 400 \text{ MPa} . \quad \gamma_s = 1,15 . \quad \gamma_b = 1,5 .$$

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

$$B_r \geq \frac{1,2 \times 2,42}{\frac{14,17}{0,9} + \frac{0,85 \times 400}{100 \times 1,15}}$$

$$B_r = 0,155286 \text{ m}^2 = 1552,86 \text{ cm}^2 .$$

$$\text{On a } B_r \geq (a - 0,02)^2 \Rightarrow a \geq \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$a \geq \sqrt{1552,86} + 2$$

$$a \geq 41,41 \text{ cm}$$

Donc on prend $a=b=50 \text{ cm}$

Les résultats des poteaux des autres étages sont consignés dans le tableau II.1.

II.1.2.1 Vérification des conditions du R.P.A 99 V2003 :

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \Rightarrow a = 50 > 25 \quad \text{CV}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow 50 \geq \frac{306}{20} = 15,3 \quad \text{CV}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} \leq 4 \quad \text{CV}$$

II.1.2.2 Vérification du poteau au flambement :

Le poteau le plus défavorable est le poteau du 9^{ème} étage à cause de sa plus faible section.

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_x = I_y = \frac{ab^3}{12} = \frac{30^4}{12}$$

$$I_x = I_y = 67500 \text{ cm}^4$$

- Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_x}{ab}} = \sqrt{\frac{67500}{900}}$$

$$i_x = i_y = 8,66 \text{ cm}$$

II.1.2.3 Elancement mécanique :

$$l_f = K \times H_0 + 0,7 \times 3,06$$

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

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x} = \frac{214,2}{8,66}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 24,73 < 50 \Rightarrow \text{CV}$$

Les conditions du RPA de tous les poteaux sont vérifiées.

Tableau 2: Récapitulation du pré dimensionnement des poteaux.

Niveau	n	N(KN)	l_0	Poteau (cm)	$I_x = I_y$ cm ⁴	$i_x = i_y$	$\lambda_x = \lambda_y$
Sous-sol	11	2,42	3,06	50*50	520833,33	14,43	0,21
RDC	10	2,20	3,06	45*45	341718,75	12,99	16,49
Etage1	9	1,98	3,06	45*45	341718,75	12,99	16,49
Etage2	8	1,76	3,06	40*40	213333,33	11,55	18,55
Etage3	7	1,54	3,06	40*40	213333,33	11,55	18,55
Etage4	6	1,322	3,06	40*40	213333,33	11,55	18,55
Etage5	5	1,1	3,06	35*35	125052,08	10,10	21,21
Etage6	4	0,88	3,06	35*35	125052,08	10,10	21,21
Etage7	3	0,66	3,06	35*35	125052,08	10,10	21,21
Etage8	2	0,44	3,06	30*30	67500	8,66	24,73

II.1.3 Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

D'après les règles du BAEL 91, il faut que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,3h \leq b \leq 0,7h \end{array} \right.$$

L : la portée de la poutre.

b : la largeur de la section.

h : la hauteur de la section.

II.1.3.1 Poutres principales :

Selon le B.A.E.L.91, le critère de rigidité :

$$\frac{640}{15} \leq h \leq \frac{640}{10} \quad \text{Avec } L=6,40 \text{ m}$$

$$42,66 \leq h \leq 64$$

On prend h=50 cm

$$0,3 \times 50 \leq b \leq 0,7 \times 50$$

$$15 \leq b \leq 34$$

On prend b=30 cm

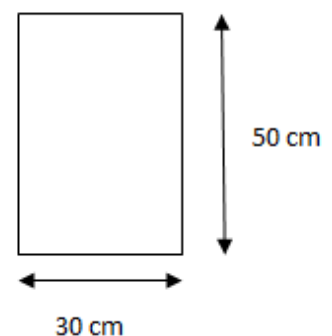


Figure 5: Poutre principale.

Vérification suivant le R.P.A.99 :

Selon le R.P.A.99 les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad h = 50 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad 1,66 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

Donc on prend la section des poutres principales (30× 50) cm².

II.1.3.2 Poutres secondaires :

Selon le B.A.E.L.91 :

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \quad \text{avec } L=4,60 \text{ m}$$

$$30,66 \leq h \leq 46$$

On prend $h=35 \text{ cm}$

$$0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5$$

On prend $b=30 \text{ cm}$

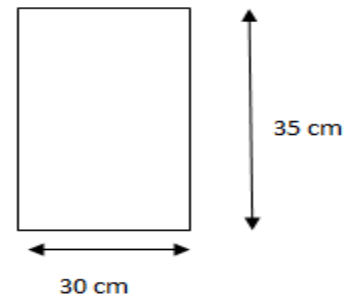


Figure 6: Poutre secondaire

Vérification suivant le R.P.A.99 :

Selon le R.P.A.99 les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \quad 1,16 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV}$$

Donc on prend la section des poutres principales (30× 35) cm².

Tableau 3: Récapitulation du pré dimensionnement des poutres et poteaux

Niveau	Poutre principal cm ²	Poutre secondaire cm ²	Poteau cm ²
Sous-sol	30*50	30*35	50*50
RDC	30*50	30*35	45*45
Etage1	30*50	30*35	45*45
Etage2	30*50	30*35	40*40
Etage3	30*50	30*35	40*40
Etage4	30*50	30*35	40*40
Etage5	30*50	30*35	35*35
Etage6	30*50	30*35	35*35
Etage7	30*50	30*35	35*35
Etage8	30*50	30*35	30*30
Etage9	30*50	30*35	30*30

II.1.4 Pré dimensionnement des voiles de contreventement :

Selon le RPA version 2003, Tlemcen appartient à la zone I, alors le voile est nécessaire lorsque :

- Nombre d'étage ≥ 5 étages.
- La hauteur ≥ 17 m.

Le pré-dimensionnement doit être conforme aux prescriptions de l'article 7.7.1 du RPA99 version 2003. D'après cet article les voiles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq \frac{h_e}{20} \\ L \geq 4a \end{array} \right.$$

Avec :

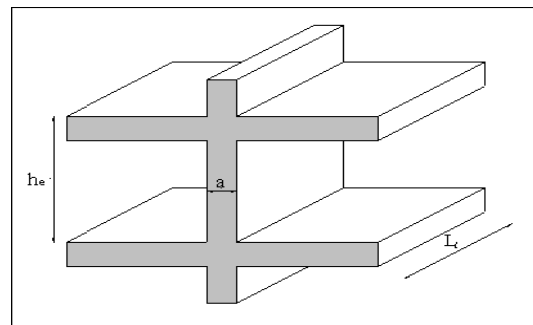


Figure 7: Coupe des murs voile

- a : épaisseur de voile min $a=15$ cm
- h : Hauteur d'étage
- L : la longueur du voile.

II.1.4.1 sous sol et RDC :

$$a \geq \frac{306-21}{20}$$

$$a \geq 14,25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm}$$

II.1.4.2 étage courant :

$$a \geq \frac{306-21}{20}$$

$$a \geq 14,25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

Tableau 4: Récapitulation du pré dimensionnement

Niveau	Epaisseur cm
Sous sol et RDC	20
Etage courant	15

II.1.5 Pré dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles sont des poutres de section en T associées à des planchers. Sont disposées perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur lesquelles vient s'appuyer l'hourdis.

b_0 : La largeur de la nervure.

b : La largeur de la table.

h_0 : La hauteur de la table.

h : La hauteur totale du plancher.

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

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

$$h_t = 21 \text{ cm}$$

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

Selon le RPA :

$$h_p \geq \frac{l}{22,5}$$

Avec :

l : La longueur de la poutre entre nu d'appuis ($l = 4,20 \text{ m}$).

$$h_p \geq \frac{420}{22,5}$$

$$h_p \geq 18,66 \text{ cm}$$

⇒ On prend : (16+5) cm.

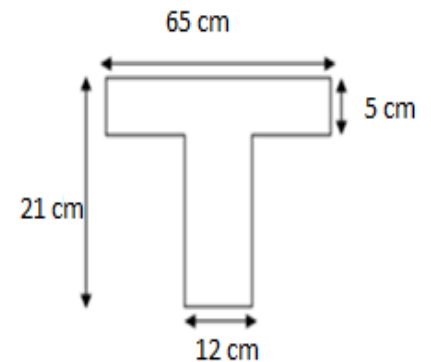


Figure 8: poutrelle

II.1.6 Pré dimensionnement de la dalle pleine (l'ascenseur):

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs

Dalle portante dans 1 sens : $\frac{L_x}{L_y} < 0.4$

Dalle portante dans 2 sens : $0.4 \leq \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

$$L_x = 4.2 \text{ m}$$

$$L_y = 4.6 \text{ m}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{420}{460} = 0.9$$

$\Rightarrow 0.4 < 0.9 < 1 \Rightarrow$ Dalle porteur dans les deux sens .

- Condition de la flèche :

$$h \geq \frac{L_x}{40} \text{ avec } h_{\min} = 15 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{420}{40} \geq 10.5 \text{ cm}$$

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

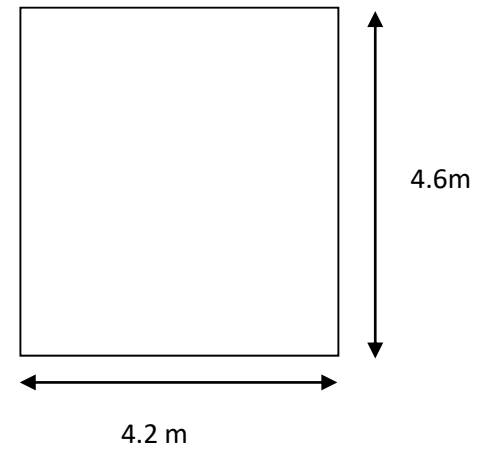


Figure 9: dalle pleine

II.1.7 Pré dimensionnement de l'acrotère:

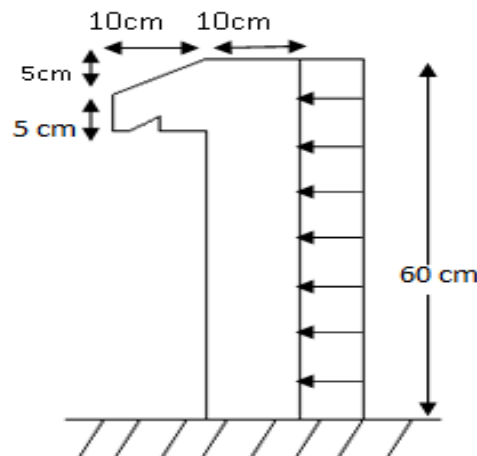


Figure 10: coupe de l'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité qui se situe au niveau de la terrasse

Elle est assimilée à une console encastrée au plancher terrasse.

La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

II.1.7.1 Poids propre de l'acrotère :

- **Charge permanente :**
- $G = \gamma_b \cdot S$
- $\gamma_b = 25 \text{ MPa}$
- $S = (0.1 \times 0.6) + \frac{0.05 \times 0.1}{2} + (0.05 \times 0.1)$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.0675$$

$$G = 1.6875 \text{ KN/m}$$

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.6875$$

$$N_u = 2.268 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{Q_u \times h^2}{2} = \frac{0.81 \times 0.6^2}{2}$$

$$M_u = 0.1458 \text{ KN.m/ml}$$

- **Charge d'exploitation :**

D'après le R.P.A 99-V-2003 :

$$Q = F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.1 \text{ (coefficient d'accélération de zone)} \\ W_p = G \text{ 1.6875 KN/ml (poids de l'acrotère)} \\ C_p = 0.8 \text{ (facteur de la force horizontale)} \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 1.6875$$

$$F_p = Q = 0.54 \text{ KN/ml}$$

$$N_s = 1.5 Q = 1.5 \times 0.54$$

$$N_s = 0.81 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{Q_s \times h^2}{2} = \frac{0.54 \times 0.6^2}{2}$$

$$M_s = 0.0972 \text{ KN.m/ml}$$

II.1.8 Pré dimensionnement des escaliers :

L'escalier est un ouvrage construit d'une suite de niveaux horizontaux (marches ou paliers) permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

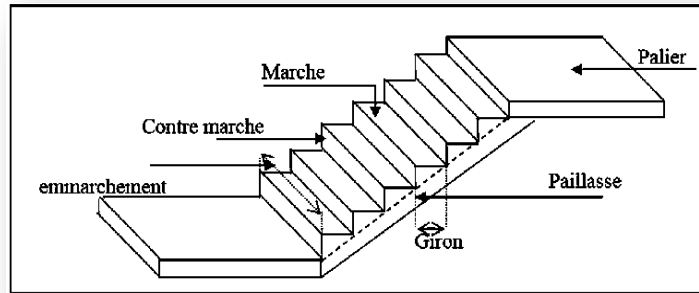


Figure 11: Schéma d'un escalier

Les proportions des escaliers respectent la relation de BLONDEL donnée par la double inégalité :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

h : hauteur de la marche (contre marche)

g : largeur de la marche ou giron

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

• **Etude d'un type d'escalier :**

Volée 1 :

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$H = n \times h = 8 \times 0.17 = 1.36 \text{ m}$$

$$L = (n - 1) \times g = (8 - 1) \times 0.3 = 2.1 \text{ m}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 7 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$

$$\tan \alpha = \frac{1.36}{2.10} = 0.647$$

$$\Rightarrow \alpha = 32.90^\circ$$

Volée 2 :

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$H = n \times h = 6 \times 0.17 = 1.02 \text{ m}$$

$$L = (n - 1) \times g = (6 - 1) \times 0.3 = 1.5 \text{ m}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 5 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$

$$\tan \alpha = \frac{1.02}{1.5} = 0.011$$

$$\Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$$

Volée 3 :

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$H = n \times h = 5 \times 0.17 = 0.85 \text{ m}$$

$$L = (n - 1) \times g = (5 - 1) \times 0.3 = 1.2 \text{ m}$$

D'après la formule de BLONDEL on a :

$$59 \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$$

$$59 < 64 < 66$$

L'inégalité vérifiée, on a 4 marches avec $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$

$$\tan \alpha = \frac{0.85}{1.2} = 0.012$$

$$\Rightarrow \alpha = 35.3^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse e_p :**

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

L : la longueur du paillasse et palier.

$$L = 2.10 + 1.19 = 3.30 \text{ m}$$

$$e_p \geq \frac{330}{25}$$

$$e_p \geq 13.2 \text{ cm}$$

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

• **Epaisseur du palier :**

$$\frac{L}{20} \leq e_p \leq \frac{L}{15}$$

$$L = 1.19 \text{ m}$$

$$\frac{119}{20} \leq e_p \leq \frac{119}{15}$$

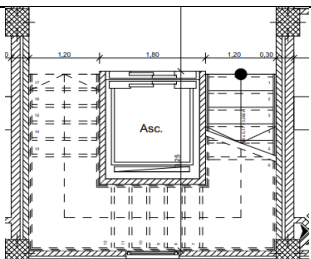
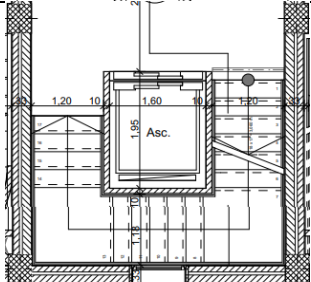
$$5.95 \leq e_p \leq 7.93$$

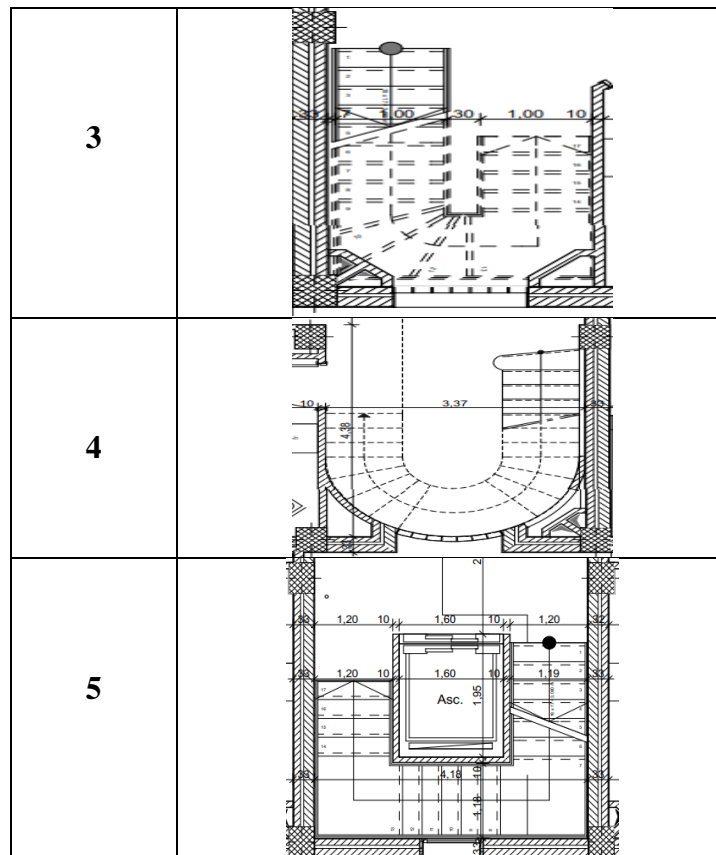
$$e = 12 \text{ cm}$$

Tableau 5: Récapitulation du pré dimensionnement d'escalier de type 2

	Volée	h (cm)	g (cm)	N	n-1	H (m)	L (m)	$\alpha(^{\circ})$	e_p palier (cm)	e_p paillasse (cm)
Type 1	1	17	30	8	7	1.36	2.1	32.90	12	15
	2	17	30	6	5	1.02	1.5	34.21		
	3	17	30	5	4	0.85	1.2	35.3		

Tableau 6: Les différents types d'escalier

types d'escaliers	Schéma d'escalier
1	
2	



La poutre palière :

Selon le B.A.E.L, le critère de rigidité est :

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

$$\frac{4.6}{15} \leq h \leq \frac{4.6}{10}$$

$$0.31 \leq h \leq 0.46$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.12 \leq b \leq 0.28$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

Donc on prend la section de poutre palière : (30×40) cm²

Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm CV} \\ 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm CV} \\ 1.33 < 4 \text{ CV} \end{array} \right.$$

II.2 Descente de charges :

II.2.1 Introduction :

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a été effectuée.

Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les différents éléments de la structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

II.2.1.1 Plancher terrasse à corps creux:

Tableau 7: Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids surfaciques "G" (KN/m²)
1	Étanchéité multicouches	0.02	6	0.12
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
4	Forme de pente	0.015	20	2
5	Isolation thermique	0.05	4	0.2
6	Plancher à corps creux (16+5) cm	/	/	2.85
Charge permanente G (KN/m²)				5.97
Charge d'exploitation pour terrasse accessible Q (KN/m²)				1.5
Charge d'exploitation terrasse inaccessible Q (KN/m²)				1

Tableau 8: Evaluation des charges de la dalle pleine

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m³)	Poids surfaciques "G" (KN/m²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.03	20	0.60

3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
5	Dalle pleine en BA (15 cm)	0.15	25	5
Charge permanent G (KN/m ²)				6.60
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)				1

II.2.1.3 plancher étage courant (usage d'habitation) et RDC (commerce) :

Tableau 9: Evaluation des charges du plancher étage courant et RDC

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (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	20	0.4
4	Plancher à corps creux (16+5) cm	/	/	2.85
5	Enduit	0.02	16	0.36
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G (KN/m ²)				5.41
Charge d'exploitation Q étage courant (KN/m ²)				1.5
Charge d'exploitation Q RDC (locaux commerciaux) (KN/m ²)				4

II.2.1.4 Balcon :

Tableau 10: Evaluation des charges de balcon

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit en ciment	0.02	20	0.36
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
Charge permanent G (KN/m ²)				5.31
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)				3.5

II.2.1.5 Mur extérieur :

Tableau 11: Evaluation des charges des murs extérieurs

N°	Description	Épaisseur "e"	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
----	-------------	---------------	--	--

		(m)		
1	Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
2	Brique creuse	0.10	/	0.9
3	Vide	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.15	/	1.35
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Charge permanent G (KN/m ²)				2.81

II.2.1.6 Mur intérieur :

Tableau 12: Evaluation des charges des murs intérieurs

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit extérieur	0.02	12	0.24
2	Brique creuse	0.10	/	0.9
3	Enduit intérieur	0.02	12	0.24
Charge permanent G (KN/m ²)				1.38

II.2.1.8 palier :

Tableau 13: Evaluation des charges sur le palier

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Poids propre de palier	0.15	25	3.75
4	Sable de pose	0.02	18	0.36
5	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanent G (KN/m ²)				5.15
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)				2.5

II.2.1.9 Volée (paillasse) :

Tableau 14: Evaluation des charges sur la volée

N°	Description	Épaisseur "e" (m)	Poids volumique "γ" (KN/m ³)	Poids surfaciques "G" (KN/m ²)
1	Enduit en ciment/cos(32,90)	0.02	18	0.43
2	Mortier vertical (17/30)	0.02	22	0.25
3	Mortier horizontal	0.02	20	0.4
4	Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44

Chapitre II : Pré-dimensionnement et descente de charge

5	Revêtement en carrelage vertical (17/30)	0.02	22	0.25
6	Marche en Béton Armé	0.085	25	2.13
7	Lit de sable	0.02	17	0.34
Charge permanent G (KN/m ²)				4.24
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)				2.5

II.2.1.10 Ascenseur :

Tableau 15: Evaluation des charges de la machine

N°	Description	G(Kg)	G (KN/m ²)
1	Moteur	300	3
2	Treuil	500	5
3	Chosis	100	1
4	Limiteur de vitesse	50	0.5
5	Cabine vide	700	7
6	Contre poids	1017	10.17
7	Etrier	100	1
8	Câbles	50	0.5
9	accessoires	50	0.5
Charge permanent G		2867	28.67
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)			6.35

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III.1 Etude du plancher à corps creux -poutrelles-:

III.1.1 Introduction :

Ce type de plancher est constitué de corps creux (hourdis creux) qui sont des éléments de remplissage et des poutrelles qui sont des éléments principaux de résistance.

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement.

III.1.2 différents types de poutrelles :

Tableau 16: Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique de poutrelles
RDC	Type 1
	Type 2
	Type 3
	Type 4
Etage courant 1-7	Type 5
	Type 6
	Type 7

	Type 8	
	Type 9	
	Type 10	
Etages 8-9	Type 11	
	Type 12	
	Type 13	
Terrasse inaccessible	Type 14	
	Type 15	

III.1.3 Différentes charges des poutrelles :

ELU :

$$q_u = (1.35G + 1.5Q)0.65$$

ELS :

$$q_s = (G + Q)0.65$$

Tableau 17: évaluation des charges

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			q_u (KN/m ²)	q_s (KN/m ²)
RDC et sous sol	5.41	4	8.64	6.11
Etage courant	5.41	1.5	6.20	4.49
Terrasse accessible	5.97	1.5	6.70	4.85
Terrasse inaccessible	5.97	1.	6.21	4.53

III.1.4 Détermination des efforts internes :

Nous avons seize types de poutrelles, on va déterminer les efforts internes pour le type cinq par la méthode forfaitaire et les autres sont calculés directement par le logiciel SAP2000.

- **Condition d'application :**

Pour déterminer les moments aux appuis et en travées, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées :

- 1) $Q < 2G$ et $Q < 5 \text{ KN/m}$
- 2) Le rapport entre deux travées successives doit être tel : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$
- 3) L'inertie de la poutrelle doit être constante.
- 4) La fissuration doit être peu nuisible.

- **Principe de la méthode :**

On travaille travée par travée.

Les moments : M_t, M_G, M_D doivent vérifier :

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{Travée de rive} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow \text{Travée intermédiaire} \end{array} \right.$$

La valeur de chaque moment sur appui intermédiaire doit être supérieure ou égal à :

0,6M₀ Pour une poutre a deux travées.

0,5M₀ Pour les appuis voisins des appuis de rives d'une poutre a plus de deux travées.

0,4M₀ Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre a plus de trois travées.

M₀ : Moment maximale de la travée supposée isolée. $M_0 = \frac{q_l^2}{8}$

• **Exemple de calcul :**

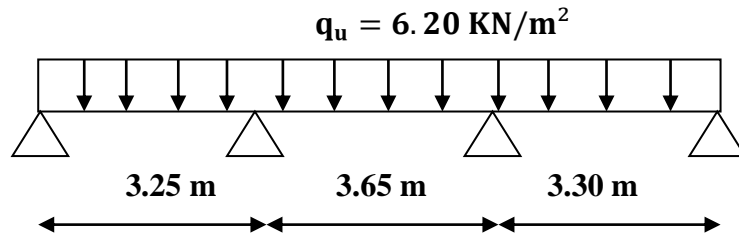


Figure 12: schéma statique de la poutrelle de type 5

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

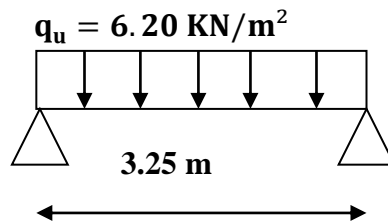
$$Q = 1.5 < 2G = 10.82 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{3.25}{3.65} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 < 0.89 < 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{3.65}{3.3} \leq 1.25 \Rightarrow 0.8 < 1.11 < 1.25 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{CV}$$

L'inertie est constante \Rightarrow CV

La fissuration est peu nuisible \Rightarrow CV

ELU



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.20 \cdot 3.25^2}{8}$$

$$M_0 = 8.19 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0$$

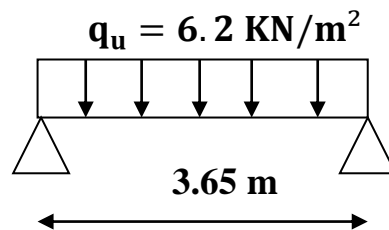
$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0.2 M_0 \\ M_D = 0.5 M_0 \\ M_t = 0.7 M_0 \\ M_t + \frac{M_G+M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha)M_0 \end{array} \right.$$

$$1.05 M_0 < 1.066M_0 \Rightarrow \text{CNV}$$

On augmente $M_t \Rightarrow M_t = 0.8 M_0$

$$1.15 M_0 > 1.066 M_0 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 1.638 \text{ KN.m} \\ M_D = 4.095 \text{ KN.m} \\ M_t = 6.552 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.20 \cdot 3.65^2}{8}$$

$$M_0 = 10.32 \text{ KN.m}$$

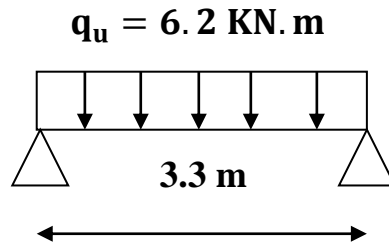
$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.53 M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0.5 M_0 \\ M_D = 0.4 M_0 \\ M_t = 0.7 M_0 \end{array} \right.$$

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

$$1.15 M_0 > 1.066M_0 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 5.16 \text{ KN.m} \\ M_D = 4.128 \text{ KN.m} \\ M_t = 7.224 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.20 \cdot 3.3^2}{8}$$

$$M_0 = 8.44 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0.5 M_0 \\ M_D = 0.2 M_0 \\ M_t = 0.7 M_0 \end{array} \right.$$

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

$$1.05 M_0 < 1.066 M_0 \Rightarrow \text{CNV}$$

On augmente M_t

$$M_t = 0.8 M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 4.22 \text{ KN.m} \\ M_D = 1.688 \text{ KN.m} \\ M_t = 6.752 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

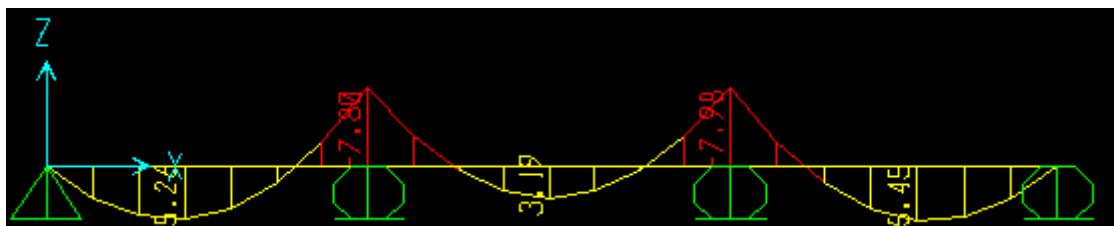
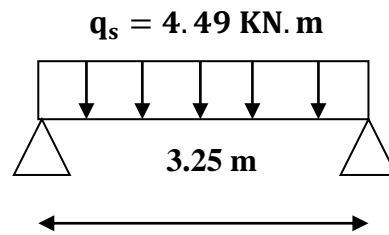


Figure 13: diagramme de moment de la poutrelle de type 5 à ELU

ELS :



$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.49 \cdot 3.25^2}{8}$$

$$M_0 = 5.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0.2 M_0 \\ M_D = 0.5 M_0 \\ M_t = 0.7 M_0 \end{array} \right.$$

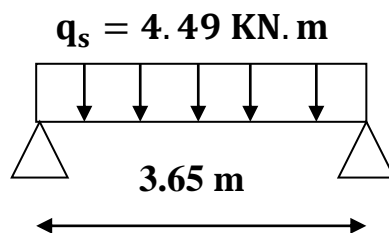
$$M_t + \frac{M_G + M_D}{2} \geq (1 + 0.3\alpha) M_0$$

$$1.05 M_0 < 1.066 M_0 \Rightarrow \text{CNV}$$

On augmente $M_t \Rightarrow M_t = 0.8 M_0$

$$1.15 M_0 > 1.066 M_0 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 1.186 \text{ KN.m} \\ M_D = 2.965 \text{ KN.m} \\ M_t = 4.151 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.49 \cdot 3.65^2}{8}$$

$$M_0 = 7.48 \text{ KN.m}$$

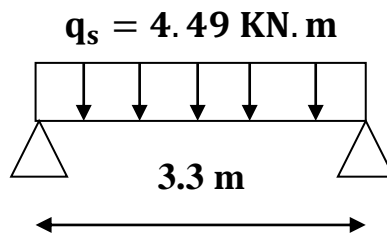
$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.53 M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0.5 M_0 \\ M_D = 0.4 M_0 \\ M_t = 0.7 M_0 \end{array} \right.$$

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

$$1.15 M_0 > 1.066M_0 \Rightarrow CV$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 3.74 \text{ KN.m} \\ M_D = 2.992 \text{ KN.m} \\ M_t = 5.236 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$



$$M_0 = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{4.49 \cdot 3.3^2}{8}$$

$$M_0 = 6.11 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \Rightarrow M_t \geq 0.63 M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 0.5 M_0 \\ M_D = 0.2 M_0 \\ M_t = 0.7 M_0 \end{array} \right.$$

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

$$1.05 M_0 < 1.066M_0 \Rightarrow CNV$$

On augmente M_t

$$M_t = 0.8 M_0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_G = 3.055 \text{ KN.m} \\ M_D = 1.222 \text{ KN.m} \\ M_t = 4.277 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

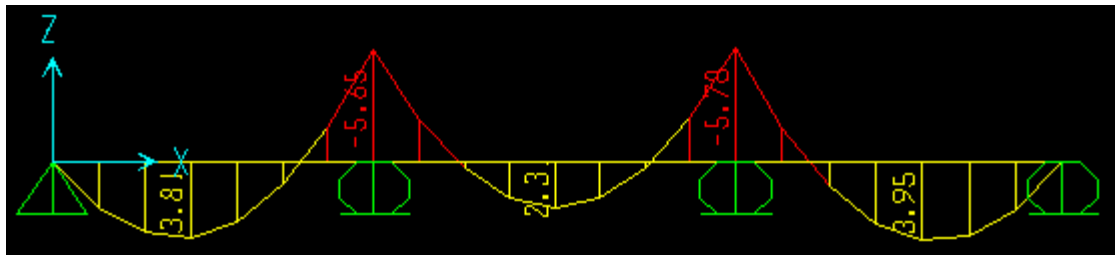


Figure 14: diagramme de moment de la poutrelle de type 5 à ELS

Tableau 18: Différents efforts à l' ELU

Plancher	Type	M_{ap} (KN.m)	M_T (KN.m)	T (KN)
RDC et sous sol	1	12.66	9.83	20.24
	2	12.24	9.22	19.76
	3	10.48	7.24	15.35
	4	15.93	9.19	21.38
Etages 1-7	5	7.98	5.45	13.39
	6	8.73	8.58	15.21
	7	11.43	7.14	15.73
	8	9.13	7.25	14.77
	9	7.49	7.30	14.06
	10	15.89	10.83	23.44
Etage 8-9	11	10.32	6.52	14.97
	12	8.72	6.45	14.21
	13	10.69	8.40	15.37
Terrasse inaccessible	14	10.40	10.14	19.53
	15	8.46	6.72	13.69

Tableau 19: Différents efforts à l'ELS

Plancher	Type	M_{ap} (KN.m)	M_T (KN.m)	T (KN)
RDC et sous sol	1	8.98	6.97	14.35
	2	8.68	6.53	14.01
	3	7.59	5.24	11.12
	4	11.30	6.52	15.16
Etages 1-7	5	5.78	3.95	9.70
	6	6.32	6.22	11.02
	7	8.28	5.17	11.39
	8	6.61	5.25	10.7
	9	5.43	5.29	10.18
	10	11.42	7.63	16.52
Etage 8-9	11	7.47	4.72	10.84
	12	6.32	4.67	10.30
	13	7.74	6.08	11.13
Terrasse inaccessible	14	7.58	7.39	14.23
	15	6.17	4.90	9.90

III.1.5 Calcul de ferrailage des poutrelles :

- ferrailage longitudinale :

ELU :

En travée :

$$M_{\max} = 10.83 \text{ KN.m} = 0.001083 \text{ MN.m}$$

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

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

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.21 = 0.189 \text{ m}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right) = 0.076 \text{ MN.m}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.001083}{0.65 \times (0.9 \times 0.21)^2 \times 14.17} = 0.0329$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0329)}) = 0.042$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.21(1 - 0.4 \times (0.042)) = 0.186 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{0.001083}{0.186 \times 347.83} = 1.67 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 1.67 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10 = 2.36 cm²

Condition de non fragilité :

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

$$0.23 \times 0.65 \times 0.189 \times \frac{2.1}{400} = 1.48 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

2.36 > 1.48 Condition vérifiée

En appui :

$$M_{\max} = 15.89 \text{ KN.m} = 0.01589 \text{ MN.m}$$

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

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.21 = 0.189 \text{ m}$$

la section en Té est considérée comme une section rectangulaire $b_0 * h$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.01589}{0.12 \times (0.189)^2 \times 14.17} = 0.26$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.26)}) = 0.384$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.21(1 - 0.4 \times (0.384)) = 0.16 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{0.01589}{0.16 \times 347.83} = 2.86 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 2.86 \text{ cm}^2$$

Choix : 2T14=3.08 cm²

Condition de non fragilité :

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

$$0.23 \times 0.65 \times 0.189 \times \frac{2.1}{400} = 1.48 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

3.08 > 1.48 Condition vérifiée

ELS :

En travée :

Puisque la fissuration est peut nuisible et l'acier utilisé est FeE400, alors la vérification des contraintes à l'ELS sera simplifiée comme suit :

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{10.83}{7.63} = 1.42$$

$$\frac{1.42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46$$

$$\alpha = 0.042 < 0.35$$

En appui :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{15.89}{11.42} = 1.39$$

$$\frac{1.39-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.445$$

$$\alpha = 0.384 < 0.445$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton ($\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$)

- **ferraillage transversale :**

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{21}{35}; \frac{65}{10}; 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(0.6; 6.5; 12)$$

$$\phi_t \leq 0.6 \text{ cm} \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

L'espacement des armatures :

D'après le RPA :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{Lmin}; 30 \text{ cm}\right); S_{tmin} = 7 \text{ cm}; S_{tmax} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 17 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}; 12(1.2); 30\right)$$

$$S_t \leq \min(5.25; 14.4; 30)$$

$$S_t \leq 5.25 \text{ cm}$$

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

$$L = 2h = 2(21) = 42 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S \leq \frac{21}{2} \Rightarrow S \leq 10.5 \text{ cm} \Rightarrow S = 10 \text{ cm}$$

Ancrage des barres :

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

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

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

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

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

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

$$l_s = \frac{12}{4} \cdot \frac{400}{2.835} = 423.28 \text{ mm} = 4.23 \text{ cm}$$

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

$$\theta = 90^\circ \Rightarrow \alpha = 1.87$$

$$l_1 = 10 \phi = 10 \times 12 = 120 \text{ mm}$$

$$\beta = 2.19$$

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

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

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

III.2. Etude la dalle d'ascenseur :

III.2.1 Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique; le contre poids; les câbles).

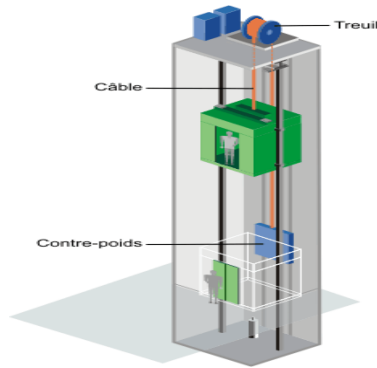


Figure 15: Schéma d'un ascenseur mécanique

III.2.2 calcul des moments fléchissant :

La dalle reprend deux types de charges, une charge répartie dû à son poids propre et une charge concentrée due à la machine.

III.2.2.1 Sous la charge répartie : D'après C.B.A.93 :

On utilise la méthode BAEL pour évaluer les moments appliqués sur la dalle pleine.

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

ELU : (v=0)

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{420}{460} = 0.91$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases}$$

$$M_x = 0.0447 \times 10.41 \times 4.2^2$$

$$M_x = 8.208 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.8036 \times 8.208$$

$$M_y = 6.56 \text{ KN.m}$$

Le moment total appliqué sur la dalle :

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

$$M_t = 0.85 \times 8.208$$

$$M_t = 6.98 \text{ KN.m}$$

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

$$M_a = 0.3 \times 8.208$$

$$M_a = 2.46 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions de BAEL :

$$M_d = 0.5M_x = 0.5 \times 8.208 = 4.104 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3M_x = 0.3 \times 8.204 = 2.46 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} > 1.25M_x$$

$$6.98 + \frac{2.46 + 4.104}{2} > 1.25 \times 8.208$$

$$10.262 > 10.26 \Rightarrow \text{CV}$$

ELS : ($\nu=0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0515 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases}$$

$$M_x = 0.00515 \times 7.6 \times 4.2^2$$

$$M_x = 6.90 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.8646 \times 6.90$$

$$M_y = 5.97 \text{ KN.m}$$

Le moment total appliqué sur la dalle :

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

$$M_t = 0.85 \times 6.90$$

$$M_t = 5.87 \text{ KN.m}$$

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

$$M_a = 0.3 \times 6.90$$

$$M_a = 2.07 \text{ KN.m}$$

Vérification des conditions de BAEL :

$$M_d = 0.5M_x = 0.5 \times 6.90 = 3.45 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.3M_x = 0.3 \times 6.90 = 2.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} > 1.25M_x$$

$$5.87 + \frac{2.07 + 3.45}{2} > 1.25 \times 6.90$$

$$8.63 > 8.625 \Rightarrow \text{CV}$$

III.2.2.2 Sous la charge concentrée :

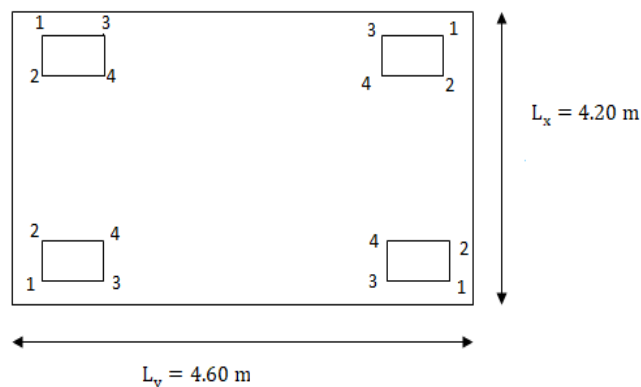
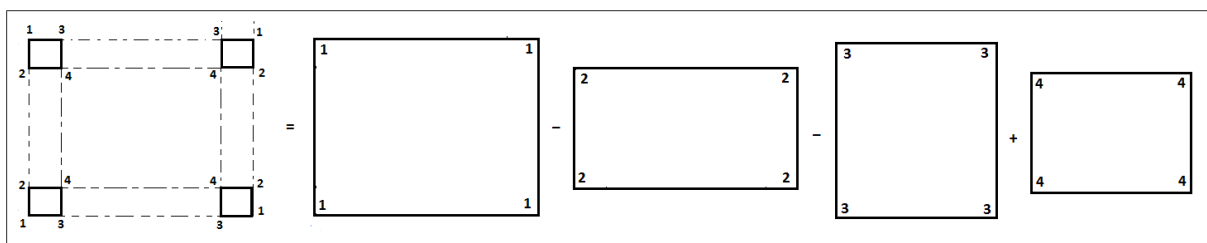


Figure 16: Dimension de la charge concentrée

On prend quatre panneaux, (Panneau 1-1) ; (Panneau 2-2) ; (Panneau 3-3) ; (Panneau 4-4)

La valeur du moment fléchissant devient :



$$\begin{cases} M_x = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} \\ M_y = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} \end{cases}$$

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

Calcul à l'ELU : $v = 0$

$$\begin{cases} u = 1.60 \text{ m} \\ v = 1.95 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_{\text{dalle}} = 0.15 \text{ m} \\ h_{\text{revetement}} = 0.05 \text{ m} \end{cases}$$

$$P_u(\text{la machine}) = \frac{P_u(\text{la machine})}{S(4 \text{ pieds})}$$

$$S(4 \text{ pieds}) = 4 \times 0.1 \times 0.1 = 0.04 \text{ m}^2$$

$$P_u(\text{la machine}) = \frac{48.23}{0.04} = 1205.75 \text{ KN/m}^2$$

$$u_0 = u + h_{\text{la dalle}} + 1.5h_{\text{revetement}} \text{ (revetement souple)}$$

$$u_0 = 1.60 + 0.15 + (1.5 \times 0.05) = 1.825 \text{ m}$$

$$v_0 = v + h_{\text{la dalle}} + 1.5h_{\text{revetement}} \text{ (revetement souple)}$$

$$v_0 = 1.95 + 0.15 + (1.5 \times 0.05) = 2.175 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{4.60} = 0.91$$

$$\frac{U_0}{L_x} = \frac{1.825}{4.2} = 0.434 \Rightarrow M_1 = 4.34 \times 10^{-2}$$

$$\frac{V_0}{L_y} = \frac{2.175}{4.6} = 0.472 \Rightarrow M_1 = 4.72 \times 10^{-2}$$

$$P_{u1} = P_u \times u \times v = 1205.75 \times 1.95 \times 1.60 = 3761.94 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{xu1} = 0.0434 \times 3761.94 = 163.268 \text{ KN.m} \\ M_{yu1} = 0.0472 \times 3761.94 = 177.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul à l'ELS : $v = 0.2$

$$\begin{cases} u = 1.60 \text{ m} \\ v = 1.95 \text{ m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{dalle}} = 0.15 \text{ m} \\ h_{\text{revetement}} = 0.05 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$P_s(\text{la machine}) = \frac{35.025}{0.04} = 875.625 \text{ KN/m}^2$$

$$u_0 = u + h_{\text{la dalle}} + 1.5h_{\text{revetement}} \text{ (revetement souple)}$$

$$u_0 = 1.60 + 0.15 + (1.5 \times 0.05) = 1.825 \text{ m}$$

$$v_0 = v + h_{\text{la dalle}} + 1.5h_{\text{revetement}} \text{ (revetement souple)}$$

$$v_0 = 1.95 + 0.15 + (1.5 \times 0.05) = 2.175 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.20}{4.60} = 0.91$$

$$\frac{u_0}{L_x} = \frac{1.825}{4.2} = 0.434 \Rightarrow M_1 = 4.34 \times 10^{-2}$$

$$\frac{v_0}{L_y} = \frac{2.175}{4.6} = 0.472 \Rightarrow M_1 = 4.72 \times 10^{-2}$$

$$P_{s1} = P_s \times u \times v = 875.625 \times 1.95 \times 1.60 = 2731.95 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{xs1} = 0.0434 + 0.2 \times 0.0472 \times 2731.95 = 144.24 \text{ KN.m} \\ M_{ys1} = 0.0472 + 0.2 \times 0.0434 \times 2731.95 = 152.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Tableau 20: récapitulation des résultats

Panneau	u(m)	v(m)	u_0	v	u_0/L_x	v_0/L_y
(1-1)	1.60	1.95	1.825	2.175	0.434	0.472
(2-2)	1.60	1.75	1.825	1.975	0.424	0.43
(3-3)	1.40	1.95	1.625	2.175	0.386	0.472
(4-4)	1.40	1.75	1.625	1.975	0.378	0.43

Tableau 21: les moments des rectangles

Panneaux	$M_1 \times 10^{-2}$	$M_2 \times 10^{-2}$	ELU			ELS		
			P_u	M_{xi}	M_{yi}	P_s	M_{xi}	M_{yi}
(1-1)	0.043	0.0472	3761.94	163.268	177.56	2731.95	144.24	152.44
(2-2)	0.042	0.043	3376.1	141.79	145.11	2451.75	124.058	126.01
(3-3)	0.0386	0.0472	3291.69	127.059	155.36	2390.46	114.84	131.28
(4-4)	0.0378	0.043	2954.02	111.66	127.025	2145.28	99.54	108.46

$$\text{ELU} \quad \begin{cases} M_{xu'} = 1630268 - 141.79 - 127.05 + 111.66 = 6.088 \text{ KN.m} \\ M_{yu'} = 177.56 - 145.17 - 155.36 + 127.025 = 4.055 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \quad \begin{cases} M_{xs'} = 144.24 - 124.058 - 144.84 + 94.54 = 5.98 \text{ KN.m} \\ M_{ys'} = 152.44 - 126.01 - 131.28 + 108.46 = 3.61 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.2.2.3: Superposition des moments fléchissant :

ELU :

$$M_{xu} = M_{xu'} + M_{xu}$$

$$M_{xu} = 6.088 + 8.208 = 14.296 \text{ KN.m}$$

$$M_{yu} = M_{yu'} + M_{yu}$$

$$M_{yu} = 4.055 + 6.595 = 10.65 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$M_{xs} = M_{xs'} + M_{xs}$$

$$M_{xs} = 6.90 + 5.98 = 12.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{ys} = M_{ys'} + M_{ys}$$

$$M_{ys} = 3.61 + 5.965 = 9.575 \text{ KN.m}$$

III.2.2.4 : Calcul des moments fléchissant réels :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25M_x$$

ELU :

$$M_{xu} = 14.296 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{w,e}^x \geq 0.5 \times 14.296 \Rightarrow M_{w,e}^x = 7.148 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t^x \geq 0.85 \times 14.296 \Rightarrow M_t^x = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$12.15 + \frac{7.148 + 7.148}{2} \geq 1.25 \times 14.296$$

$$19.298 \geq 17.87 \Rightarrow \text{CV}$$

$$M_{yu} = 10.65 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis : $M_{w,e}^y \geq 0.5 \times 10.65 \Rightarrow M_{w,e}^y = 5.4 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^y \geq 0.85 \times 10.65 \Rightarrow M_t^y = 9.05 \text{ KN.m}$

$$9.05 + \frac{5.4+5.4}{2} \geq 1.25 \times 10.65$$

$$14.45 \geq 13.31 \Rightarrow \text{CV}$$

ELS :

$$M_{xs} = 12.88 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis : $M_{w,e}^x \geq 0.5 \times 12.88 \Rightarrow M_{w,e}^x = 6.44 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^x \geq 0.85 \times 12.88 \Rightarrow M_t^x = 10.948 \text{ KN.m}$

$$10.948 + \frac{6.44+6.44}{2} \geq 1.25 \times 12.88$$

$$17.38 \geq 16.1 \Rightarrow \text{CV}$$

$$M_{ys} = 9.575 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis : $M_{w,e}^y \geq 0.5 \times 9.575 \Rightarrow M_{w,e}^y = 4.8 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t^y \geq 0.85 \times 9.575 \Rightarrow M_t^y = 8.138 \text{ KN.m}$

$$8.138 + \frac{4.8+4.8}{2} \geq 1.25 \times 9.575$$

$$12.938 \geq 11.968 \Rightarrow \text{CV}$$

Tableau 22: Moment fléchissant de la dalle pleine

Sens	ELU		ELS	
	M_t KN.m	M_a KN.m	M_t KN.m	M_a KN.m
x-x	12.15	7.148	10.948	6.44
y-y	9.05	5.4	8.138	4.8

III.2.3 : Armatures longitudinal :

D'après le C.B.A.93 :

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.

$$A_{st} \geq 0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq 0.08\% B(HA) \Rightarrow A_{st} \geq 1.2 \text{ cm}^2$$

III.2.3.1: Calcul de ferrailage :

On calcul pour une bande de 1ml

Avec : $b = 1 \text{ ml}$

$$h = 0.15 \text{ m}$$

$$d = 0.135 \text{ m}$$

En travée : sens x-x

$$M_u = 12.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.15 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0470 \leq \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0470)}) = 0.0601$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.21(1 - 0.04 \times (0.0601)) = 0.1317 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{12.15 \times 10^{-3}}{0.1317 \times 347.83} = 2.65 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 2.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : 6T10 / ml = 4.71 cm²/ml

Condition de non fragilité :

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

$$0.23 \times 0.9 \times 0.15 \times 1 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 4.71 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

En appui : sens x-x

$$M_u = 7.148 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.148 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0276 \leq \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0276)}) = 0.03498$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.21(1 - .04 \times (0.03498)) = 0.1331 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{7.148 \times 10^{-3}}{0.1331 \times 347.83} = 1.535 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \Rightarrow A_{st} = 1.54 \text{ cm}^2$$

On choisit : 6T10 = 4.71 cm²

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

Tableau 23: 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	1.53	2.65	6T0	6T10	2.18
y-y	1.28	1.93	6T10	6T10	2.18

III.2.3.2 : Calcul des espacements :

D'après le C.B.A.93 :

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

Tableau 24: résultats des espacements

Sens	Espacement (adopté)	Espacement Max (charge concentré)
x-x	15 cm	Min (2h ;22)=22 cm CV
y-y	15 cm	Min (3h ;33)=33 cm CV

III.2.4 : 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).

$$\text{La charge appliquée sur chaque appui est : } Q_u = \frac{48.24}{4} = 12.06 \text{ KN}$$

$$\text{Le règlement C.B.A.93 exige la condition suivante : } Q_u \leq 0.045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $h_{\text{dalle}} = 0.15 \text{ m}$; $h_{\text{revetement}} = 0.05 \text{ m}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$

$$\left\{ \begin{array}{l} u_0 = 0.10 + 0.15 + 1.5 \times 0.05 = 0.325 \text{ m} \\ v_0 = 0.10 + 0.15 + 1.5 \times 0.05 = 0.325 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$P_C = 2 \times (u_0 + v_0) = 1.3 \text{ m}$$

$$Q_u \leq 0.045 \times 1.3 \times 0.15 \times \frac{25000}{1.5}$$

$$12.06 \leq 146.25 \Rightarrow \text{CV}$$

Conclusion : Le risque de poinçonnement n'existe pas

III.2.5 : 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.

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

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

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

Position de l'axe neutre :

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = 6T10 = 4.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$50 x^2 + 70.65 x - 953.775 = 0$$

$$x = 3.66 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{100}{3} \times 3.66^3 + 76.65(13.5 - 3.66)^2 = 104245.1928 \text{ cm}^4$$

Contrainte du béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{12.15 \times 3.66 \times 10^{-3}}{104245.1928 \times 10} + 42.65 \text{ MPa}$$

Tableau 25: Les contraintes dans le béton

Sens	Travée	Appuis	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa
	σ_{bc} MPa	σ_{bc} MPa	
x-x	0.426	0.25	15
y-y	0.189	0.317	15

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

III.2.6 : 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 : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

III.2.6.1: Calcul de la contrainte admissible :

D'après (C.B.A.93) et (B.A.E.L) :

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

III.2.6.2: 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.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.2}{4.6} = 0.91 > 0.4$$

La Charge répartie :

$$V_X = \frac{P'_u + L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}}$$

$$V_X = \frac{10.41 + 4.2}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.91}{2}} = 22.54 \text{ KN}$$

$$V_Y = \frac{P'_u + L_x}{3}$$

$$V_X = \frac{10.41 + 4.2}{3} = 14.57 \text{ KN}$$

La charge concentrée :

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

$$V_a = \frac{P}{2b+a}$$

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

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

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

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

$$V_{a1} = \frac{1205.75 \times 1.95 \times 1.95}{(2 \times 1.95) + 1.60} = 833.61 \text{ KN}$$

$$V_{a2} = \frac{1205.75 \times 1.6 \times 1.75}{(2 \times 1.75) + 1.60} = 823.439 \text{ KN}$$

$$V_{a3} = \frac{1205.75 \times 1.4 \times 1.95}{(2 \times 1.95) + 1.40} = 621.075 \text{ KN}$$

$$V_{a4} = \frac{1205.75 \times 1.4 \times 1.75}{(2 \times 1.75) + 1.40} = 602.875 \text{ KN}$$

$$V_a = 833.61 - 823.439 - 621.075 + 602.875 = 133.56 \text{ KN}$$

$$V_{b1} = \frac{1205.75 \times 1.95 \times 1.95}{(3 \times 1.95)} = 783.74 \text{ KN}$$

$$V_{b2} = \frac{1205.75 \times 1.6 \times 1.75}{(3 \times 1.75)} = 643.066 \text{ KN}$$

$$V_{b3} = \frac{1205.75 \times 1.4 \times 1.95}{(3 \times 1.95)} = 562.683 \text{ KN}$$

$$V_{b4} = \frac{1205.75 \times 1.4 \times 1.75}{(3 \times 1.75)} = 562.683 \text{ KN}$$

$$V_b = 783.066 - 643.066 - 562.683 + 562.683 = 140 \text{ KN}$$

III.2.6.3 : Superposition des efforts tranchant :

$$V_x = V_x + V_a = 22.54 + 133.56 = 156.1$$

$$V_y = V_y + V_b = 14.57 + 140 = 154.57 \text{ KN}$$

III.2.6.4 : La contrainte tangente :

$$\tau_{ua} = \frac{156.1 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 1.15 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\tau_{ub} = \frac{140 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 1.04 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

Les contraintes tangentées sont inférieures à la contrainte exigée par le Pas d'armatures transversales pour la dalle. (C.B.A.93) et (B.A.E.L).

III.3 Etude des escaliers :

III.3.1 : 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.

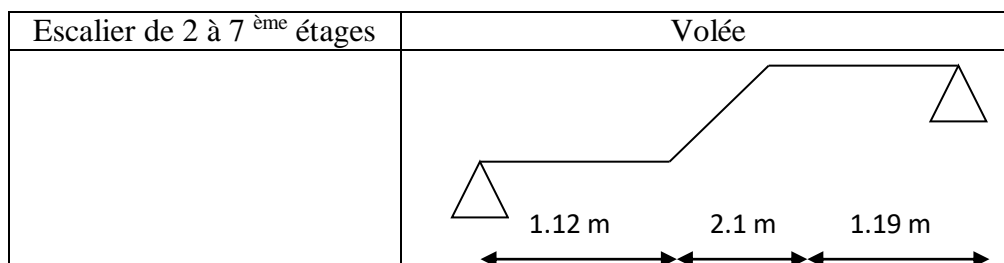
Le mur qui limite l'escalier s'appelle le mur d'échiffre. Le plafond qui montre sous les marches s'appelle paillasse. La partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche. La cage est le volume circonscrit à l'escalier. Les marches peuvent prendre appui sur une poutre droite, courbe en hélicoïdale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

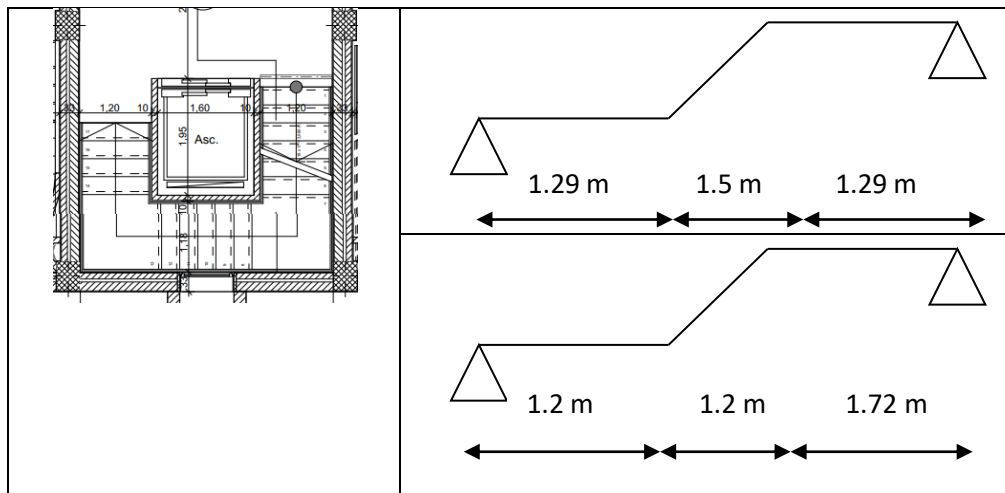
III.3.2 Calcul des sollicitations :

Tableau 26: évaluation des charges d'escalier

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
			q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Palier	5.98	2.5	11.823	8.48
Paillasse	7.347	2.5	13.66	9.847

Tableau 27: schéma d'escalier





III.2.1 : Etude d'un type d'escalier (d'une seule volée)

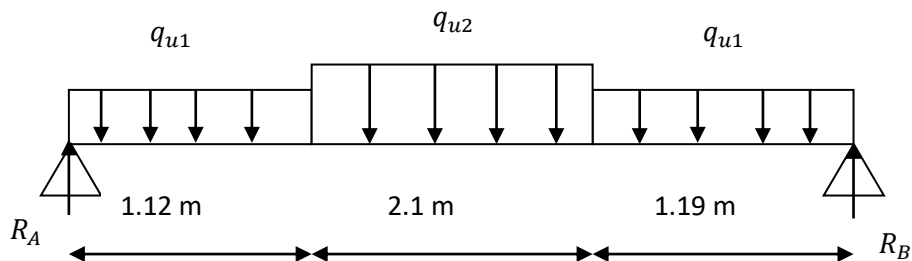


Figure 17: schéma statique d'un escalier à ELU

Calcul des réactions :

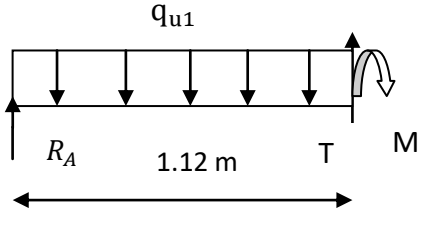
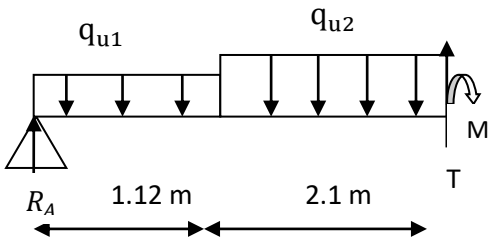
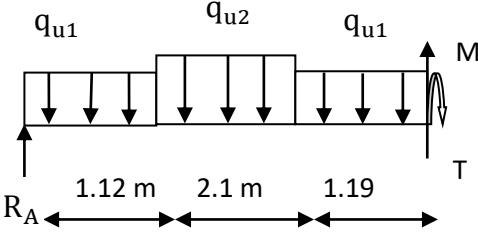
$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4.41 \times R_B - q_{u1} \times \left(\frac{1.19^2}{2} + 3.22 \right) - q_{u2} \times \left(\frac{2.1^2}{2} + 1.12 \right) - q_{u1} \times \frac{1.12^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 22.51 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.41 \times R_A - q_{u1} \times \left(\frac{1.12^2}{2} + 3.29 \right) - q_{u2} \times \left(\frac{2.1^2}{2} + 1.19 \right) - q_{u1} \times \frac{1.19^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 22.916 \text{ KN}$$

Tableau 28: Les valeurs du moment fléchissant et l'effort tranchant à ELU

Distance	Schéma statique	Effort tranchant T	Moment fléchissant M
$0 \leq x \leq 1.12$		$T_u(x) = R_A - q_{u1} * x$ $T_u(0) = 22.916 \text{ KN}$ $T_u(1.12) = 9.67 \text{ KN}$	$M_u(x) = R_A * x - q_{u1} * \frac{x^2}{2}$ $M_u(0) = 0$ $M_u(1.12) = 18.25 \text{ KN.m}$
$1.12 \leq x \leq 3.22$		$T_u(x) = R_A - q_{u1} * 1.12 - q_{u2} * (x - 1.12)$ $T_u(1.12) = 9.67 \text{ KN}$ $T_u(3.22) = -19.01 \text{ KN}$	$M_u(x) = R_A * x - q_{u1} * 1.12 * (x - \frac{1.12}{2}) - q_{u2} * \frac{(x-1.12)^2}{2}$ $M_u(1.12) = 18.25 \text{ KN.m}$ $M_u(3.22) = 8.446 \text{ KN.m}$ $M_{\max} \left(\frac{L}{2} = 2.21 \right) = 20.68 \text{ KN.m}$
$3.22 \leq x \leq 4.41$		$T_u(x) = R_A - q_{u1} * 1.12 - q_{u2} * 2.1 - q_{u1} * (x - 1.12 - 2.1)$ $T_u(3.22) = -19.01 \text{ KN}$ $T_u(4.41) = -33.08 \text{ KN}$	$M_u(x) = R_A * x - q_{u1} * 1.12 * (x - \frac{1.12}{2}) - q_{u2} * 2.1 * (x - 1.12 - \frac{2.1}{2}) - q_{u1} * \frac{(x-1.12-2.1)^2}{2}$ $M_u(3.22) = 8.446 \text{ KN.m}$ $M_u(4.41) = 0$

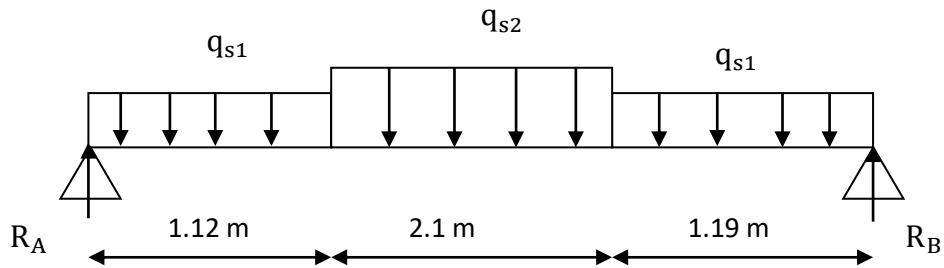


Figure 18: schéma statique d'un escalier à ELS

Calcul des réactions :

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow 4.41 \times R_B - q_{s1} \times \left(\frac{1.19^2}{2} + 3.22\right) - q_{s2} \times \left(\frac{2.1^2}{2} + 1.12\right) - q_{s1} \times \frac{1.12^2}{2} = 0$$

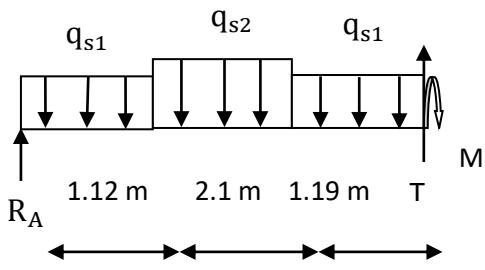
$$\Rightarrow R_B = 16.18 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0 \Rightarrow 4.41 \times R_A - q_{s1} \times \left(\frac{1.12^2}{2} + 3.29\right) - q_{s2} \times \left(\frac{2.1^2}{2} + 1.19\right) - q_{s1} \times \frac{1.19^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = 16.47 \text{ KN}$$

Tableau 29: Les valeurs du moment fléchissant et l'effort tranchant à ELS

Distance	Schéma statique	Effort tranchant T	Moment fléchissant M
$0 \leq x \leq 1.12$		$T_s(x) = R_A - q_{s1} * x$ $T_s(0) = 16.47 \text{ KN}$ $T_s(1.12) = 6.97 \text{ KN}$	$M_s(x) = R_A * x - q_{s1} * \frac{x^2}{2}$ $M_s(0) = 0$ $M_s(1.12) = 13.13 \text{ KN.m}$
$1.12 \leq x \leq 3.22$		$T_s(x) = R_A - q_{s1} \times 1.12 - q_{s2}(x - 1.12)$ $T_s(1.12) = 6.97 \text{ KN}$ $T_s(3.22) = -13.71 \text{ KN}$	$M_s(x) = R_A * x - q_{s1} \times 1.12 \left(x - \frac{1.12}{2}\right) - q_{s2} \times \frac{(x-1.12)^2}{2}$ $M_s(1.12) = 13.12 \text{ KN.m}$ $M_s(3.22) = 6.057 \text{ KN.m}$ $M_{\max} \left(\frac{L}{2} = 2.21\right) = 14.88 \text{ KN.m}$

$0 \leq x \leq 1.19$		$T_s(x) = R_A - q_{s1} \times 1.12 - q_{s2} \times 2.1 - q_{s1} \times (x - 1.12 - 2.1)$ $T_s(3.22) = -13.71 \text{ KN}$ $T_s(4.41) = -23.80 \text{ KN}$	$M_s(x) = R_A \times x - q_{s1} \times 1.12 \times \left(x - \frac{1.12}{2}\right) - q_{s2} \times 2.1 \times \left(x - 1.12 - \frac{2.1}{2}\right) - q_{s1} \times \frac{(x - 1.12 - 2.1)^2}{2}$ $M_s(3.22) = 6.057 \text{ KN.m}$ $M_s(4.41) = 0$
----------------------	---	--	--

III.3.2.1.1 Calcul du ferrailage :

Ferrailage longitudinal :

ELU :

En travée

$$M_{\max} = 20.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 * M_{\max} = 0.85 \times 20.68$$

$$M_{\text{ut}} = 17.578 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.017578}{1 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.07$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.07)}) = 0.091$$

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

$$z = 0.135(1 - 0.4 \times 0.091) = 0.13 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{ST}} = \frac{0.017578}{0.13 \times 347.83} = 3.89 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.89 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T12 /ml = 4.52 cm²/ml

Condition de non fragilité :

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

$$0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 4.52 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4}$$

$$A_r = 1.13 \text{ cm}^2$$

Choix : 4T10/ml = 3.14 cm²/ml

En appui :

$$M_{u \text{ app}} = 0.5 * M_{\text{max}} = 0.5 \times 20.68$$

$$M_{u \text{ app}} = 10.34 \text{ KN. m}$$

$$\mu_u = \frac{0.01034}{1 \times 0.135^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.04$$

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

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(0.04)} \right) = 0.051$$

$$Z = 0.135(1 - 0.4 \times 0.051) = 0.132 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z. \sigma_{ST}} = \frac{0.01034}{0.131 \times 347.83} = 2.27 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 2.27 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10/ml = 2.36 cm²/ml

Condition de non fragilité :

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

$$0.23 \times 1 \times 0.135 \times \frac{2.1}{400} = 1.63 \times 10^{-4} \text{m}^2 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 2.36 \text{ cm}^2 > 1.63 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{2.36}{4}$$

$$A_r = 0.59 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T10/ml = 2.36 cm²/ml

Vérification du cisaillement :

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{f_{c28 \times 0.2}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u \leq \min(3.33; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{33.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

ELS :

En travée :

$$M_{\max} = 14.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} = 0.85 \times 14.88 = 12.648 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$n = 15$$

$$d = 0.135 \text{ m}$$

$$x = 3.65 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = 100 \times \frac{3.65^3}{3} + 15 \times 4.52(13.5 - 3.65)^2$$

$$I = 8199.03 \text{ cm}^4$$

Vérification de contrainte :

En béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{12.648 \times 10^{-3} \times 0.0365}{8199.03 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 5.63 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ CV

En acier :

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{12.648 \times 10^{-3} \times (0.135 - 0.0365)}{8199.03 \times 10^{-8}} = 227.92 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc : $\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$ CV

En appui :

$$M_{a \max} = 0.5 \times 14.88 = 7.44 \text{ KN.m}$$

$$A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$x = 2.76 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = 100 \times \frac{2.76^3}{3} + 15 \times 2.36(13.5 - 2.76)^2$$

$$I = 4784.12 \text{ cm}^4$$

Vérification de contrainte :

En béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{7.44 \times 10^{-3} \times 0.0276}{4784.12 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 4.29 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ CV

En acier :

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

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{7.44 \times 10^{-3} \times (0.135 - 0.0276)}{4784.12 \times 10^{-8}} = 252.43 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$

Donc : $\bar{\sigma}_{st} > \sigma_{st}$ CV

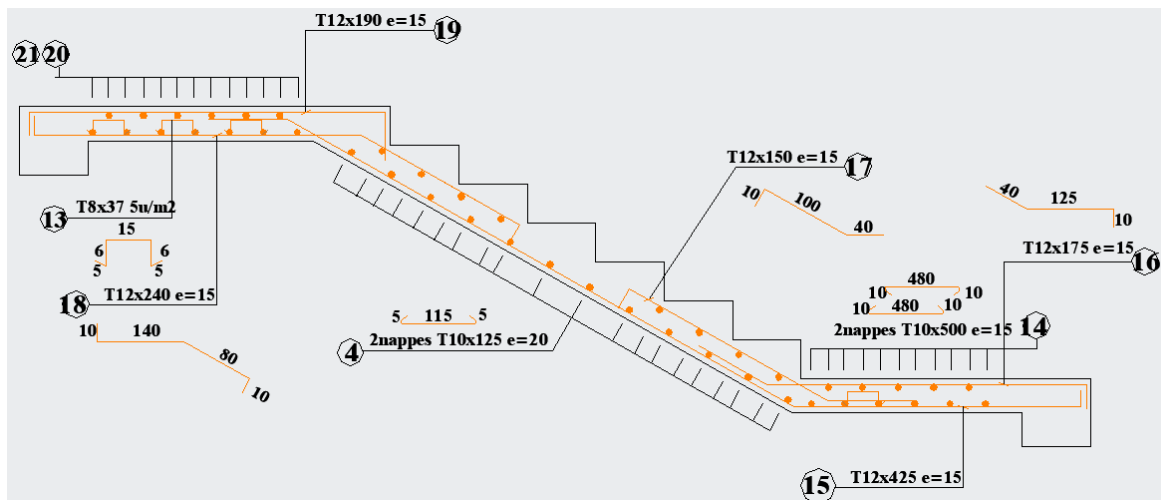


Figure 19: ferrailage d'un escalier

III.3.2.2 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est considérée comme appuyée sur les deux extrémités.

Charges supportés par la poutre :

Poids propre de la poutre : $0.3 \times 0.4 \times 25 = 3 \text{ KN/ml}$

Poids du mur situé sur la poutre : $2.81 \times 2.04 = 5.732 \text{ KN/ml}$

$$G = 8.732 \text{ KN/ml}$$

Calcul des sollicitations :

ELU :

$$q_u = 1.35G + \frac{2R_B}{L}$$

$$q_u = 1.35(8.732) + \frac{2(22.69)}{4.41}$$

$$q_u = 22.07 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{22.07 \times 4.41^2}{8} = 53.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{u \max} = 53.65 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 M_{u \max} = 45.60 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 M_{u \max} = 26.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{45.60 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.4)^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 0.0827$$

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

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0827)}) = 0.1080$$

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

$$z = 0.135(1 - 0.4 \times 0.1080) = 0.34 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{ST}} = \frac{45.60 \times 10^{-3}}{0.13 \times 347.83} = 3.84 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } 4T12/\text{ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Tableau 30: Ferrailage longitudinal de la poutre palière

	M(KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{choisi} (cm ²)
En travée	45.60	3.84	4T12=4.52
En appuis	26.83	2.28	3T14=4.62

$$A_{rt} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2T12/ml = 6.16 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{ra} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{4.62}{4} = 1.155 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 2T12/ml = 6.16 \text{ cm}^2/ml$$

Vérification :

Conditions de non fragilité :

$$\text{En travée : } A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4.52 \text{ CV}$$

$$\text{En appuis : } A_{min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2 < A_{st} = 4.62 \text{ CV}$$

ELS :

Vérification de la contrainte de compression du béton :

$$q_s = 8.732 + \frac{2 \times 16.31}{4.41} = 16.12 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{16.12 \times 4.41^2}{8} = 39.18 \text{ KN.m}$$

$$M_{s \max} = 39.18 \text{ KN.m}$$

En travée :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$x = 10.69 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = 30 \times \frac{10.69^3}{3} + 15 \times 4.52(36 - 10.69)^2$$

$$I = 55840.70 \text{ cm}^4$$

Vérification de contrainte :

En béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{39.18 \times 10^{-3} \times 0.01069}{55840.70 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 7.50 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ CV

En appuis :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} + nA_{sc}(x - d') - nA_{st}(d - x) = 0$$

$$x = 10.79 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = 30 \times \frac{10.79^3}{3} + 15 \times 4.62(36 - 10.79)^2$$

$$I = 56605.37 \text{ cm}^4$$

Vérification de contrainte :

En béton :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{39.18 \times 10^{-3} \times 0.01079}{56605.34 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 7.46 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ CV

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{bd}$$

$$T_u \max = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{22.07 \times 4.41}{2} = 48.66 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{48.66 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.36} = 0.45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ CV}$$

Armatures transversales:

Diamètre des armatures :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi_{\min}; \frac{b}{10}\right)$$

$$\Phi_t \leq \min(0.857; 12; 3)$$

$$\Phi_t = 8 \text{ mm}$$

Espacement des cadres :

D'après le RPA99 (version 2003)

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$S_t \leq \min(7.5; 14.4; 30 \text{ cm})$$

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

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq 15 \text{ cm}$$

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

Tableau 31: Ferrailage transversal et espacements adoptés de la poutre palière

Espacement S_t (cm)		Diamètre transversale
Zone nodale	Zone courante	
7	15	$\Phi 8$

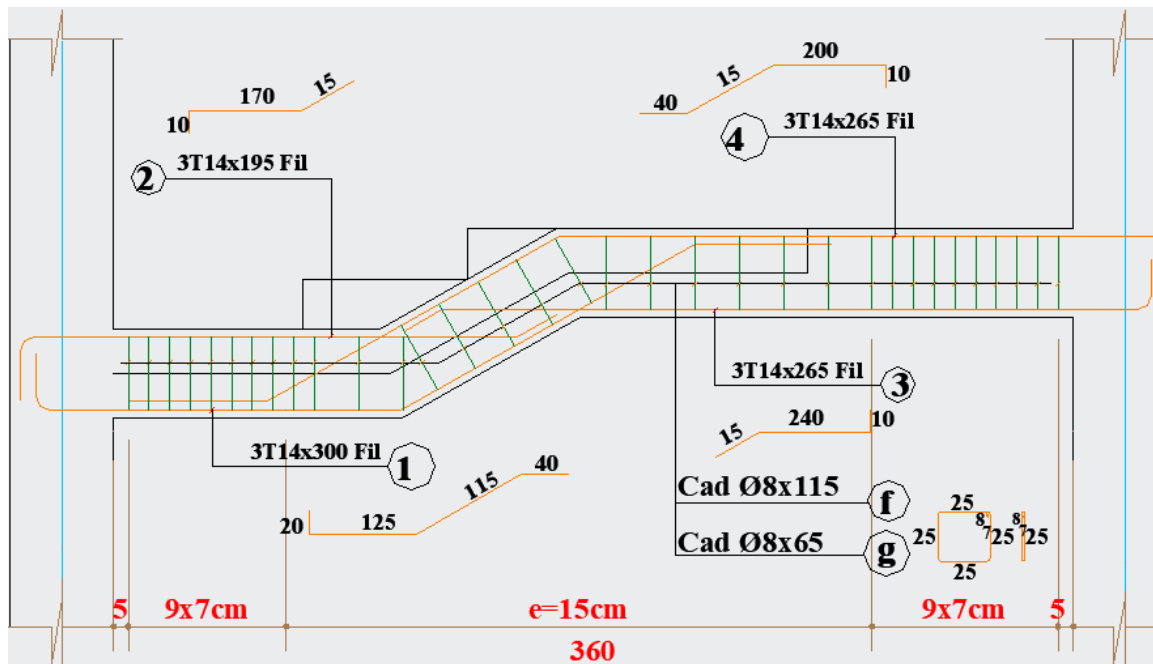


Figure 20: Ferrailage de la poutre palière

III.4 Etude de l'acrotère :

III.4.1 : Calcul de l'excentricité :

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

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

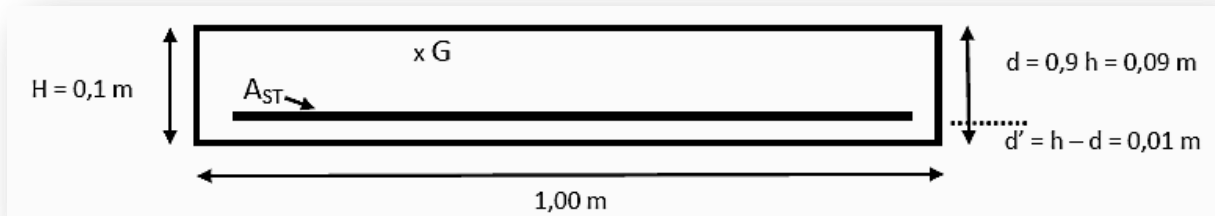
$$e = \frac{0.146}{2.28} = 0.064 \text{ m} = 6.4 \text{ cm}$$

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

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

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

III.4.2 : Détermination du ferrailage :



ELU :

Figure 21: section de calcul du ferrailage

Si la section est partiellement comprimée:

Moment de flexion fictif :

$$M_a = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_a = 0.1458 + 2.268 \left(0.9 \times 0.1 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$M_a = 0.2365 \text{ KN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.2365 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09^2 \times 14.17}$$

$$\mu_u = 2.0605 \times 10^{-3}$$

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

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

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2(2.0605 \times 10^{-3})}\right) = 2.57 \times 10^{-3}$$

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

$$z = 0.9 \times 0.1(1 - 0.4 \times 2.57 \times 10^{-3}) = 0.089 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{ST}} \left(\frac{M_a}{Z} - N_u \right) = \frac{1}{347.83} \left(\frac{2.367 \times 10^{-4}}{0.089} - 2.268 \times 10^{-3} \right) = 1.125 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(1.1 \times 10^{-6}; 1.09 \times 10^{-4} \text{ m})$$

$$A_{st} \geq 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on prend $A_{st} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

ELS :

Vérification des contraintes :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot Z \cdot \gamma_s}{I}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{N_s \cdot Z(d - \gamma_s)}{I}$$

$n = 15$ Coefficient d'équivalence acier-béton

$$M_s = 0.097 \text{ KN} \cdot \text{ml} \quad ; N_s = \frac{1.6875 \text{ KN}}{\text{ml}}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.097}{1.6875} = 0.0575 \text{ m}$$

$$\gamma_s = Z + C$$

$$C = \frac{h}{2} - e = -0.0075 \text{ m}$$

$$Z^3 + PZ + q = 0$$

$$P = -3C^2$$

$$P = -3C^2 - \frac{6nA_{st} + (c-d')}{b} + \frac{6nA_{st}(d-c)}{b}$$

$$A_{sc} = 0$$

$$P = -3(-0.0075)^2 - 90 \times 1.51 \times 10^{-4} \times \frac{0.09+0.0075}{1}$$

$$P = -1.49 \times 10^{-3}$$

$$q = -2C^3 - \frac{6nA_{st}+(c-d')^2}{b} + \frac{6nA_{st}(d-c)^2}{b}$$

$$q = -1.28 \times 10^{-4}Z^3 - 1.49 \times 10^{-3}Z - 1.28 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = (-1.28 \times 10^{-4})^2 + \frac{4(-1.49 \times 10^{-3})^3}{27} = 1.59 \times 10^{-8}$$

$$T = 0.5(\sqrt{\Delta} - q) = 1.27 \times 10^{-4}m^3$$

$$U = \sqrt[3]{T} = 0.05 \text{ m}$$

$$Z = 4 - \left(\frac{P}{3U}\right) = 0.05987 \text{ m}$$

$$\gamma_s = Z + C = 0.0524 \text{ m}$$

Calcul d'inertie :

$$I = \frac{b\gamma_s^3}{3} + 15[A_{st}(d - \gamma_s)^2 + A'_{st}(\gamma_s - d')^2]$$

$$I = \frac{1 \times 0.0524^3}{3} + 15(0.000151)(0.009 - 0.0524)^2$$

$$I = 4.81 \times 10^{-5}m^4$$

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s Z \gamma_s}{I} = \frac{1.6875 \times 10^{-3} \times 0.05987 \times 0.0524}{4.81 \times 10^{-5}} = 0.11 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{st} = n \frac{N_s Z (d - \gamma_s)}{I} = 15 \frac{1.6875 \times 10^{-3} \times 0.05987 (0.09 - 0.0524)}{4.81 \times 10^{-5}} = 11.84 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 203.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \text{ CV}$$

Donc la section et le nombre d'armature choisie sont acceptables.

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0.38 \text{ cm}^2$$

On prend : $4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2$

$$\text{L'espace} : S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

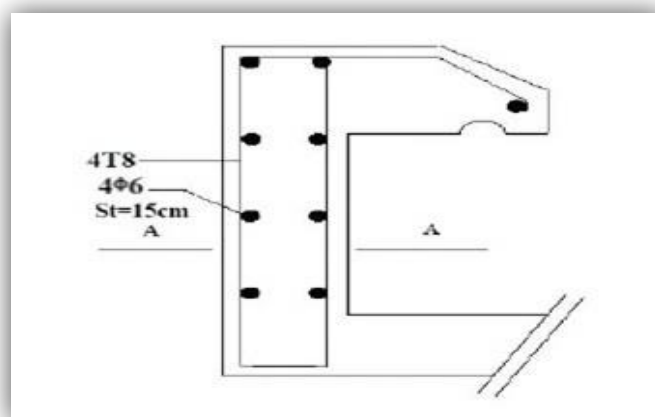


Figure 22: Ferrailage de l'acrotère

Chapitre IV

Etude dynamique

IV.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.

IV.2 Objectifs 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 on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.3 Les méthodes de calcul :

Les règles parasismiques algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

IV.3.1 La méthode statique équivalente :

C'est la méthode d'analyse la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments réguliers faiblement élevés. Elle est basée sur l'hypothèse que les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets considérés équivalentes à ceux de l'action sismique.

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

A- 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).

B- 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, avec $H \leq \min(7 \text{ Niveaux} ; 23 \text{ m})$.

Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux} ; 17 \text{ m})$.

Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux} ; 10 \text{ m})$.

Zone (III) : Groupe d'usage 2 et 3, avec $H \leq \min(5 \text{ Niveaux} ; 17 \text{ m})$.

Groupe d'usage 1B, avec $H \leq \min(3 \text{ Niveaux} ; 10 \text{ m})$.

Groupe d'usage 1A, avec $H \leq \min(2 \text{ Niveaux} ; 8 \text{ m})$.

IV.3.2 La méthode modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibration de la structure et le maximum engendré par l'effet des actions sismiques représenté par un spectre de réponse de calcul.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

-La somme des masses modales effectives pour les modes retenus 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.

IV.3.3 La méthode d'analyse dynamique par accéléro-grammes:

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.

IV.4 Modélisation de la structure :

Dans cette étude nous allons modéliser la structure du bâtiment en tridimensionnelle on utilise le logiciel SAP2000 version 14.2.4 tel que :

- Les éléments poteaux-poutres (portique) seront modélisés par des éléments finis de type poutre à deux nœuds avec six degrés de liberté par nœud.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles (2 sens) seront manuellement introduit (local axes).
- Les voiles seront modélisés par des éléments Shell à 4 nœuds.

IV.5 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 II (ouvrage courant ou d'importance moyenne).

Bâtiment d'habitation collective ou a usage de bureaux dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

IV.6 La méthode dynamique modal spectral :

IV.6.1 Le spectre de réponse :

Selon le RPA99V2003 l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \left\{ \begin{array}{ll} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 s \end{array} \right.$$

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

IV.6.2 Classification du site :

Selon le RPA99V2003 les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols.

Vu l'absence du rapport géotechnique on a considéré le cas des sites le plus défavorable (site meuble, catégorie S3).

IV.6.3 Détermination des facteurs :

IV.6.3.1 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 bureaux dont la hauteur < 48 m)

} **A=0.10**

IV.6.3.2 Facteur d'amplification dynamique :

Il dépend de la classification du sol et de la période T de la structure avec :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

IV.6.4. Les périodes caractéristique T_1 et T_2 :

Pour un site du type S_3 : $T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.5 \text{ s}$ (tableau 4-7 RPA99V2003)

IV.6.5 Coefficient d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} = 0.76 \quad (\varepsilon = 10\%)$$

ε (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\varepsilon = 10\%$ Pour un contreventement mixte ($\eta = 0.76$) (tableau 4-7 RPA99V2003)

IV.6.6 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 $R=5$

IV.6.7 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)

• 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 (7travée) :

$$\frac{3.45}{3.65} = 1 < 1.5 \Rightarrow CV$$

$$\frac{3.65}{3.70} = 0.98 < 1.5 \Rightarrow CV$$

$$\frac{3.70}{4.60} = 0.80 < 1.5 \Rightarrow CV$$

$$\frac{4.60}{3.60} = 1.27 < 1.5 \Rightarrow CV$$

$$\frac{3.60}{2.95} = 1.22 < 1.5 \Rightarrow CV$$

$$\frac{2.95}{3.53} = 0.83 < 1.5 \Rightarrow CV$$

$$P_q = 0$$

Sens transversal (2 travée) :

$$\frac{4.2}{6.4} = 0.65 < 1.5 \Rightarrow CV$$

On a deux travées donc la condition n'est pas vérifiée.

$$P_q = 0.05$$

- **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 (7 files) :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{4.60}{2.95} = 1.55 > 1.5 \Rightarrow CNV$$

$$P_q = 0.05$$

Sens transversal (2files) :

$$\frac{L_{\max}}{L_{\min}} = \frac{6.4}{4.2} = 1.523 > 1.5 \Rightarrow CNV$$

$$P_q = 0.05$$

- **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 longueur/ largeur=22.203/16.701=1.32<4

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

$$P_q = 0$$

• **Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont sa charge ne se transmet pas directement à la fondation.

La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.

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.

$$P_q = 0$$

• **Contrôle de la qualité des matériaux :**

Les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés

$$P_q = 0.05$$

• **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 observé

$$P_q = 0$$

Tableau 32: Pénalité en fonction de critère de qualité

Critères	P_q	
	Sens longitudinal	Sens transversal
Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0.05
redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en plan	0	0
Régularité en élévation	0	0
Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0
La somme	0.10	0.15

$$Q_x = 1 + \sum_1^6 0.10 \rightarrow Q_x = 1.1$$

$$Q_y = 1 + \sum_1^6 0.15 \rightarrow Q_y = 1.15$$

IV.7 Modélisation :

IV.7.1 les dispositions des voiles :

Les différentes variantes sont les suivants :

Sans voile :

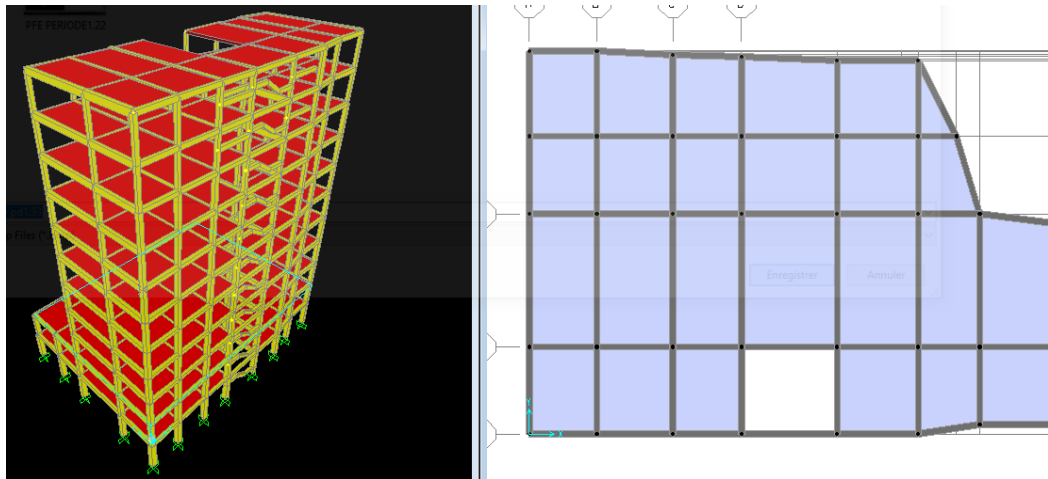


Figure 23: La structure sans voile

Période 1.24 s :

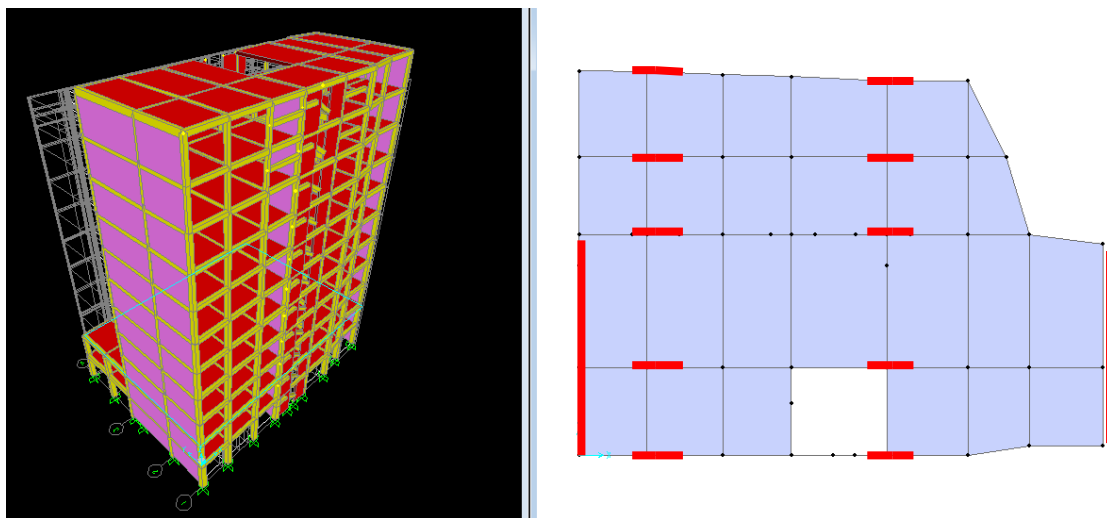


Figure 24: la disposition des voiles (variante 1)

Période 1.22 s :

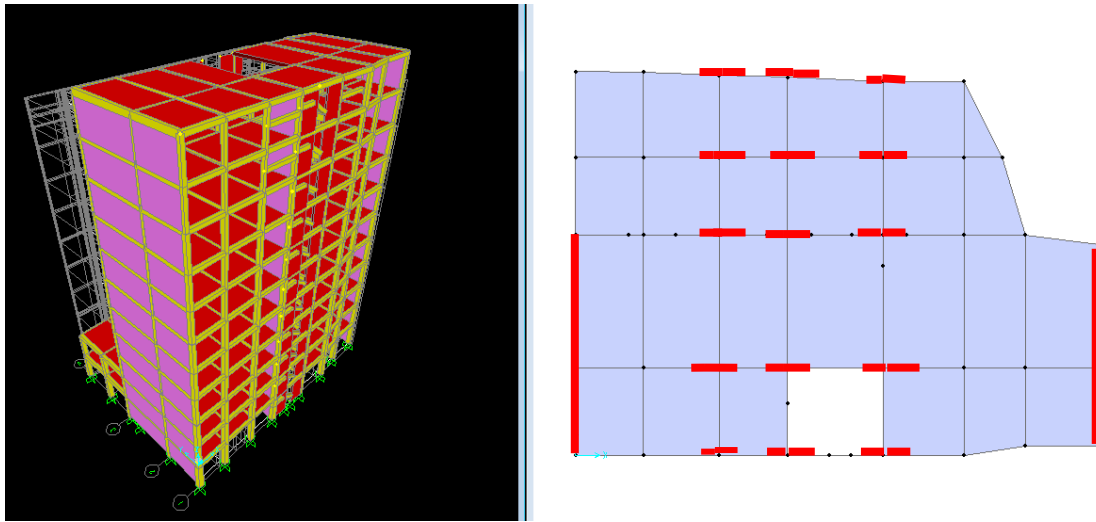


Figure 25: la disposition des voiles (variante 2)

Période= 1.16 s :

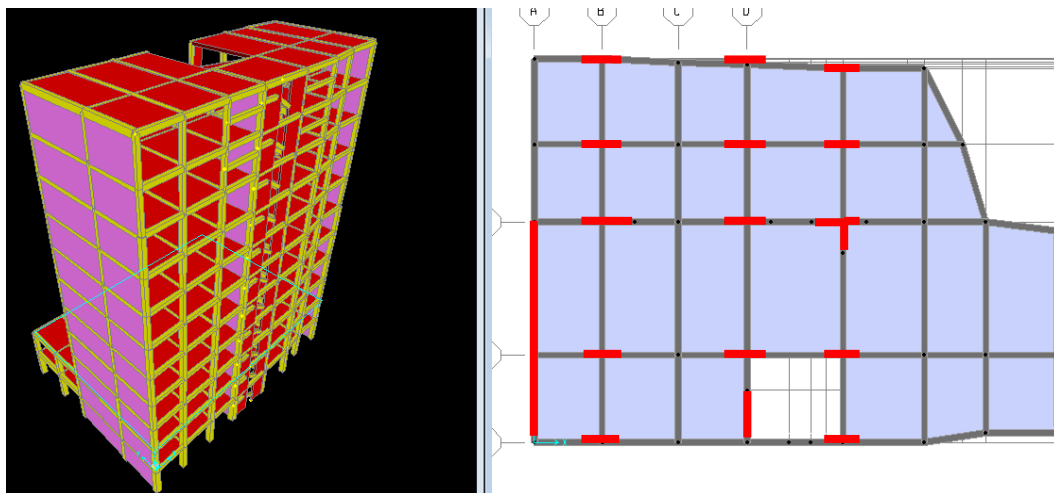


Figure 26: la disposition des voiles (variante 3)

Période fondamentale de la structure = 1.16 s, on fait nos calculs avec cette période.

Tableau 33: variation de masse modale

OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.162854	0.68078	0.0001	0.000004205	0.45161	0.17641
MODAL	Mode	2	0.761382	0.00017	0.58553	0.00003231	0.59726	0.68145
MODAL	Mode	3	0.535714	0.00141	0.02118	5.792E-07	0.6452	0.68619

MODAL	Mode	4	0.521532	2.626E-09	0.00003047	1.592E-12	0.7524	0.72879
MODAL	Mode	5	0.51915	0.000005287	0.00391	1.124E-07	0.81429	0.83724
MODAL	Mode	6	0.506504	1.267E-09	0.000001763	1.308E-10	0.81436	0.83745
MODAL	Mode	7	0.506314	9.028E-09	0.00008265	6.93E-10	0.82589	0.84149
MODAL	Mode	8	0.504787	0.00000134	0.00131	1.035E-07	0.8259	0.84149
MODAL	Mode	9	0.488872	3.064E-10	0.000007071	2.216E-11	0.86554	0.85906
MODAL	Mode	10	0.488684	1.784E-08	0.00027	3.831E-10	0.93802	0.86343
MODAL	Mode	11	0.488482	3.661E-09	0.00018	4.065E-09	0.93802	0.93205
MODAL	Mode	12	0.478436	1.252E-09	0.00000958	9.502E-11	0.93802	0.93205

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.

IV.7.2 La période fondamentale (T) :

La période correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules (4-6 et 4-7 du RPA99V2003)

$$T = \min\left(C_t h_N^{\frac{3}{4}}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}}\right)$$

h_N : Hauteur mesurée a partir de la base de la structure j'jusqu'au dernier niveau =33.66 m

L : la dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée

$$\begin{cases} T_x = 0.09 \times \frac{33.66}{\sqrt{22.103}} & \text{avec } D_x = 22.103 \text{ m} & \rightarrow T_x = 0.64 \text{ s} \\ T_y = 0.09 \times \frac{33.66}{\sqrt{16.69}} & \text{avec } D_y = 16.69 \text{ m} & \rightarrow T_y = 0.74 \text{ s} \end{cases}$$

On a :

$$\begin{cases} T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T_x = 0.64 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \leq T_y = 0.74 \text{ s} \leq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

$$T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}}$$

$$T = 0.05 \times (33.66)^{\frac{3}{4}} = 0.698 \text{ s}$$

On prend : T= 0.64s

$$\left\{ \begin{array}{l} T_{x\text{majoré}} = 1.3 \times 0.64 = 0.832\text{s} \\ T_{y\text{majoré}} = 1.3 \times 0.74 = 0.962\text{s} \end{array} \right.$$

$$T_{\text{emp}} = 0.61 \leq 1.22\text{s} = T_{\text{min}}$$

$$T_{\text{mum}} > 1.3 T_{\text{emp}} \rightarrow \text{en calculé avec } 1.3T_{\text{emp}}$$

IV.7.3 Calcul de la force sismique :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W_t \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W_t \end{array} \right.$$

• **Facteur d'amplification dynamique :**

Sens x :

$$T_2 \leq T_x \leq 3\text{s} \Rightarrow 0.5 \leq 0.64 \leq 3\text{s} \Rightarrow 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1.35$$

Sens y :

$$T_2 \leq T_y \leq 3\text{s} \Rightarrow 0.5 \leq 0.74 \leq 3\text{s} \Rightarrow 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1.228$$

• **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 34: Masse des différents niveaux

Niveau	Masse (tonne)	X (m)	Y (m)	Z (m)
Sous-sol	1231.343	11.63	8.67	0
RDC	1072.293	11.99	8.29	3.06
1	741.1	12.94	5.61	6.12
2	641.42	19	5.64	9.18
3	733.36	12.94	5.62	12.24
4	726.44	12.95	5.62	15.3
5	719.61	12.95	5.63	18.36
6	719.61	12.95	5.63	21.42
7	712.91	12.95	5.64	24.48
8	678.86	12.92	5.37	27.54
9	583.15	12.46	5.12	30.6

$$\begin{cases} V_x = \frac{0.10 \times 1.35 \times 1.1}{5} \times 8560.096 \times 9.81 = 2494,04 \text{KN} \\ V_y = \frac{0.10 \times 1.228 \times 1.15}{5} \times 8560.096 \times 9.81 = 2371.78 \text{KN} \end{cases}$$

IV.7.4 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

$$\text{Donc : } F_t = 0$$

Les forces sismique de chaque niveau est donnée par la formule (4-11 RPA99v2003) :

$$F_i = \frac{(v-F_t) \cdot W_i h_i}{\sum_j^N W_j h_j}$$

Tableau 35: force sismique suivant x et y

Niveau	Sous-sol	RDC	1ere	2eme	3eme	4eme	5eme	6eme	7eme	8eme	9eme
F_x (KN)	101.06	176.01	182.47	210.57	300.94	357.72	413.42	472.48	526.59	557.15	526.46
F_y (KN)	95.7	166.76	172.88	199.5	285.12	338.92	391.69	447.64	498.91	527.87	498.79

IV.8 Vérification et interprétation des résultats:

IV.8.1 Vérification du coefficient de comportement R (R=5) :

$$\text{Selon RPA99V2003 : } \frac{V_{\text{voile}}}{V_{\text{global}}} \leq 75\%$$

L'effort normal des voiles :

$$\begin{cases} V_{x \text{ voile}} = 6178.02 \text{ KN} \\ V_{y \text{ voile}} = 6596.699 \text{ KN} \end{cases}$$

L'effort normal global de la structure :

$$V_{\text{global}} = 62466.753 \text{ KN}$$

Suivant x :

$$\frac{V_{x \text{ voile}}}{V_{\text{global}}} = \frac{6178.02}{62466.753} = 0.099 = 9.9\% < 20\%$$

Suivant y :

$$\frac{V_{y \text{ voile}}}{V_{y \text{ global}}} = \frac{6596.699}{62466.753} = 0.106 = 10.6\% < 20\%$$

IV.8.2 Vérification de l'effort tranchant à la base :

D'après le RPA99/version2003, La résultante des forces sismiques à la base V_t 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 $V_t < 0.80 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.80 V/V_t$.

Vérification de la résultante des forces sismiques.

Tableau 36: Les efforts tranchants à la base

Sens	V_{statique} (KN)	$V_{\text{dynamique}}$ (KN)
X	2494,04	3824.87
Y	2371.78	3623.78

$$V_{x \text{ dyn}} = 3824.87 > 0.8 \times V_{x \text{ stat}} = 0.8 \times 2494.04 = 1995.04 \Rightarrow \text{CV}$$

$$V_{y \text{ dyn}} = 3623.78 > 0.8 \times V_{y \text{ stat}} = 0.8 \times 2371.78 = 1897.424 \Rightarrow \text{CV}$$

IV.8.3 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.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

$$F_x = 3824.87 \text{ KN}$$

$$F_y = 3623.78 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = 103.384 \text{ KN} \\ V_y = 59.199 \text{ KN} \end{array} \right.$$

L'effort horizontal repris par les voiles :

$$\frac{V_x}{F_x} = \frac{103.384}{3824.87} = 0.027 = 2.7\%$$

$$\frac{V_y}{F_y} = \frac{59.199}{3623.78} = 0.016 = 1.6\%$$

L'effort horizontal repris par les portiques :

$$100 - 2.7 = 97.3\%$$

$$100 - 1.6 = 98.4\%$$

IV.8.4 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 :

$$V = \frac{N_d}{(B \times f_{c28})} \leq 0.30$$

N_d : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismique

B : La section transversale des poteaux

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

La combinaison (G+Q±E) donne les efforts normaux maximums

$$N_d = 3523.244 \text{ KN}$$

$$B = (50 \times 50) \text{ cm}^2$$

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

$$V = \frac{3523.244}{(0.5 \times 0.5 \times 25000)} = 0.564 \leq 0.30 \rightarrow \text{C. N. V}$$

On doit augmenter la section des poteaux qui ne vérifient pas la condition.

On prend $B = (60 \times 60) \text{ cm}^2$

$$N_d = 2444.967 \text{ KN}$$

$$B = (60 \times 60 \text{ cm}^2)$$

$$V = \frac{2444.967}{(0.60 \times 0.60 \times 25000)} = 0.271 \leq 0.30 \rightarrow \text{C.V}$$

IV.8.5 Justification 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 = 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)

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 37: 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 9	0.032847	0.164235	0.0118	0.0306	Cv
Etage 8	0.030473	0.152365	0.01317	0.0306	Cv
Etage 7	0.027839	0.139195	9.09×10^{-3}	0.0306	Cv
Etage 6	0.02602	0.1301	0.0143	0.0306	Cv
Etage 5	0.024709	0.11584	1.2×10^{-4}	0.0306	Cv
Etage 4	0.023168	0.11584	0.01162	0.0306	Cv
Etage 3	0.020821	0.1041	5.26×10^{-3}	0.0306	Cv
Etage 2	0.019768	0.09884	0.0108	0.0306	Cv
Etage 1	0.017608	0.08804	5.4×10^{-4}	0.0306	Cv
RDC	0.01757	0.0875	0.0875	0.0306	Cv

Tableau 38: Calcul des déplacements dans le sens transversal

Niveaux	Sens transversal				
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\Delta_k (m)$	1% h_e (m)	vérification
Etage 9	0.03588	0.1794	0.01665	0.0306	Cv
Etage 8	0.03255	0.16275	0.01015	0.0306	Cv
Etage 7	0.03052	0.1526	0.0102	0.0306	Cv
Etage 6	0.02848	0.1424	0.0158	0.0306	Cv
Etage 5	0.02533	0.1266	4.4×10^{-3}	0.0306	Cv
Etage 4	0.02444	0.1222	9.9×10^{-3}	0.0306	Cv
Etage 3	0.02247	0.1123	9×10^{-3}	0.0306	Cv
Etage 2	0.02066	0.1033	0.0107	0.0306	Cv
Etage 1	0.01852	0.0926	2.6×10^{-3}	0.0306	Cv
RDC	0.01800	0.09	0.09	0.0306	Cv

IV.8.6 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 $1/(1 - \theta_k)$

Si $\theta_k > 0.20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

$$P_k = \sum_i^n w_i$$

$$w_i = w_{Gi} + (\beta \times w_{qi})$$

w_{Gi} : Poids du aux charges permanentes.

w_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, ($\beta = 0,2$) Pour un bâtiment à usage d'habitation.

V_k : Est calculé par logiciel Sap2000).

Tableau 39: 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 (m)	
Etage 9	3.06	5831.5	0.0118	526.46	4.27×10^{-4}	c.v
Etage 8	3.06	6788.6	0.01317	557.15	5.24×10^{-4}	c.v
Etage 7	3.06	7129.1	9.09×10^{-3}	526.52	4.02×10^{-3}	c.v
Etage 6	3.06	7196.1	0.0143	472.48	7.11×10^{-3}	c.v
Etage 5	3.06	7196.1	1.2×10^{-4}	413.42	6.8×10^{-5}	c.v
Etage 4	3.06	7264.4	0.01162	357.72	7.69×10^{-3}	c.v
Etage 3	3.06	7333.6	5.26×10^{-3}	300.94	4.18×10^{-3}	c.v
Etage 2	3.06	6414.2	0.0108	210.57	0.01075	c.v
Etage 1	3.06	7411	5.4×10^{-4}	182.47	7.16×10^{-4}	c.v
RDC	3.06	10722.93	0.0875	176.01	0.018	c.v

Tableau 40: Vérification de l'effet P-Delta pour inter étages (Sens Y-Y)

Niveaux	$h_{(k)}$ (cm)	$P_{(k)}$ (KN)	Sens (y-y)			≤ 0.10
			$\Delta_{(k)}$ (cm)	$V_{(k)}$ (KN)	$\theta_{(k)}$ (cm)	
Etage 9	3.06	5831.5	0.01665	498.15	0.0427	c.v
Etage 8	3.06	6788.6	0.01015	527.87	0.0426	c.v
Etage 7	3.06	7129.1	0.0102	498.91	0.0476	c.v
Etage 6	3.06	7196.1	0.0158	447.64	0.0830	c.v
Etage 5	3.06	7196.1	4.4×10^{-3}	391.69	0.0264	c.v
Etage 4	3.06	7264.4	9.9×10^{-3}	338.92	0.0693	c.v
Etage 3	3.06	7333.6	9×10^{-3}	285.12	0.0756	c.v
Etage 2	3.06	6414.2	0.0107	199.5	0.1	c.v
Etage 1	3.06	7411	2.6×10^{-3}	172.88	0.0364	c.v
RDC	3.06	10722.93	0.09	166.76	0.07521	c.v

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x , y).

IV.8.7 justification de la largeur des joints sismiques :

Un joint sismique est l'espace laissé libre entre deux bâtiments ou deux parties d'un même bâtiment afin de dissocier complètement le comportement sismique des structures ainsi séparées. La présence du joint sismique permet de concevoir, de calculer et de dimensionner de manière indépendante les deux structures pour la situation sismique.

D'après le RPA99/Version2003, La largeur minimale d (min) satisfait la condition suivante :

$$d_{(\min)} = 15 \text{ mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{mm} \geq 40 \text{ mm}$$

δ_1, δ_2 : Les déplacements maximaux des deux blocs, calculé au niveau du sommet de bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations.

Avec :

$$\delta_1 = 0.032847 \text{ m}$$

On suppose que le déplacement du bloc adjacent est de : $\delta_2 = 0.035 \text{ m}$

$$d_{(x\min)} = 15\text{mm} + (0.032847 + 0.035) 10^3\text{mm} \geq 40 \text{ mm}$$

$$d_{(x\min)} = 82.847 \geq 40 \text{ mm CV}$$

On prend $d_{(x\min)} = 80 \text{ mm}$

IV.8.8 Justification vis-à-vis du renversement :

Selon l'article (5.5) du RPA99V2003 la vérification du renversement se fait comme suit :

Output case	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
EX	8.527-12	-0.0193	-74800.4375
EY	2.683E-11	70868.8106	-0.0025
ELS	62369.98	387825.4615	-787381.44

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\text{Moment}(x)}{\text{poids}} < \frac{L_x}{4} \Rightarrow \frac{3824.87}{62369.98} < \frac{22.103}{4} \Rightarrow 0.06132 < 5.525 \Rightarrow \text{CV} \\ \frac{\text{Moment}(y)}{\text{poids}} < \frac{L_y}{4} \Rightarrow \frac{3623.78}{62369.98} < \frac{16.69}{4} \Rightarrow 0.0581 < 4.1725 \Rightarrow \text{CV} \end{array} \right.$$

$$\frac{\text{Moment}(\text{stabilisant})}{\text{Moment}(\text{renversent})} > 1.2 \Rightarrow \frac{787381.44}{387825.4615} = 2.030 > 1.2 \Rightarrow \text{CV}$$

IV.9 Conclusion :

Toutes nos vérifications faites par logiciel SAP2000 sont vérifiées, donc on peut passer dans le chapitre suivant au calcul de ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1 introduction :

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, 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 différents combinaisons de calcul.

V.2 les poteaux :

V.2.1 combinaisons des charges :

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \Rightarrow \text{ELU} \\ G + Q \Rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 99v2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

V.2.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales :

Le calcul de ferrailage doit être mené d'une vérification prescrite par le RPA 99V2003, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

La vérification des poteaux sous sollicitations normales pour les combinaisons sismiques est représentée dans le tableau suivant :

Tableau 41: Vérification des poteaux sous sollicitations normales

Poteaux	N_d (KN)	B_c (cm ²)	f_{c28} (MPa)	$V \leq 0.3$	Observation
P1	2689.968	(60 × 60)	25	0.29	CV
P2	2083	(55 × 55)	25	0.275	CV
P3	1491.051	(50 × 50)	25	0.238	CV
P4	1284.808	(45 × 45)	25	0.253	CV
P5	991.122	(40 × 40)	25	0.247	CV
P6	906.62	(35 × 35)	25	0.29	CV
P7	234.631	(30 × 30)	25	0.10	CV

V.2.3 calcul du ferrailage:

Notre exemple de calcul sera le poteau le plus sollicité qui se trouve en sous sol.

Le calcul du ferrailage est en flexion composée, car le poteau est sollicité par un effort normal et un moment

Tableau 42: Sollicitations maximales à ELU

niveaux	$(N_{\max}; M_{\text{correspondant}})$		$(M_{\max}; N_{\text{correspondant}})$		$(N_{\min}; M_{\text{correspondant}})$	
	N_{\max}	M_{corr}	M_{\max}	N_{corr}	N_{\min}	M_{corr}
Sous sol	3476.26	12.46	21.86	3231	743.40	9.77
RDC	3121.52	22.20	43.24	2877.72	557.68	21.80
Etage 1	2745.62	26.89	57.90	2526.65	653.946	39.16
Etage 2	2374.98	20.56	63.10	2183.16	475.05	37.35
Etage 3	2026.24	21.91	88.71	1864.27	419.71	46.47
Etage 4	1681.55	16.29	86.69	568.68	379.09	57.90
Etage 5	1357.51	16.35	107.45	1291.74	250.87	42.12
Etage 6	1035.41	15.11	84.08	1019.21	203.98	47.52
Etage 7	712.49	11	92.30	778.107	142.29	54.21
Etage 8	733.18	23.40	102.58	536.72	102.44	77.91
Etage 9	358.58	45.23	72.89	297.13	41.01	41.20

Tableau 43: Sollicitations maximales à l'accidentel (G+Q±E)

niveaux	$(N_{\max}; M_{\text{correspondant}})$		$(M_{\max}; N_{\text{correspondant}})$		$(N_{\min}; M_{\text{correspondant}})$	
	N_{\max}	M_{corr}	M_{\max}	N_{corr}	N_{\min}	M_{corr}
Sous sol	2506.20	38.38	25.21	2361.811	399.008	13.56
RDC	2245.26	22.48	31.74	2098.09	294.63	17.17
Etage 1	1967.14	38.25	53.94	1835.48	345.63	30.80
Etage 2	1692.49	38.78	47.46	1581.81	255.47	29.66
Etage 3	1433.50	49.27	76.24	1346.90	236.128	36.75
Etage 4	1177.30	41.63	66.26	1130.32	225.76	45.80
Etage 5	933.85	46.11	82.21	928.608	154.95	33.39
Etage 6	691.53	49.92	64.50	731.03	132.48	37.45
Etage 7	448.20	33.60	70.95	557.37	105.91	42.73
Etage 8	512	16.33	79.40	383.57	55.76	25.51
Etage 9	245.21	16.63	58.90	211.88	30.42	33.37

Tableau 44: Sollicitations maximales à l'accidentel (0,8G±E)

niveaux	(N _{max} ;M _{correspondant})		(M _{max} ;N _{correspondant})		(N _{min} ;M _{correspondant})	
	N _{max}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}	N _{min}	M _{corr}
Sous sol	1826.15	40.20	28.02	1707.941	255.93	13.74
RDC	1635.19	27.47	22.89	1517.33	186.507	12.69
Etage 1	1429.39	44.57	39.25	1325.126	222.26	22.73
Etage 2	1226.34	44.82	34.50	1140.42	175.508	21.89
Etage 3	1035.142	54.99	55.65	969.53	156.66	27.12
Etage 4	846.15	46.21	48.33	811.88	154.50	33.76
Etage 5	666.26	50.74	59.98	665.52	107.74	24.62
Etage 6	487.30	4.41	47.08	522.43	94.05	27.56
Etage 7	307.58	36.85	51.80	396.80	76.68	31.40
Etage 8	363.16	22.20	58.07	271.18	41.05	18.70
Etage 9	171.87	14.87	43.57	147.26	22.61	24.72

• **Exemples de calcul :**

Calcul des armatures longitudinal :

On va prendre des exemples de calcul :

Le poteau le plus sollicité du sous sol à ELU : (N_{max} ;M_{correspondant})

Tableau 45: Les sollicitations d'un exemple de poteau à ELU

Sous sol	: (N _{max} ;M _{correspondant})	
	N _{max} (KN)	M _{correspondant} (KN.m)
ELU	3476.26	12.46

$$d = 0.9h = 0.54 \text{ m}$$

$$d' = 0.1h = 0.060 \text{ m}$$

$$\sigma_{bc} = 348 \text{ MPa}$$

$$a = b = 0.60 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité :

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

$$e = \frac{12.46}{3476.26} = 0.00358 \text{ m}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 0.00358 + \left(0.54 - \frac{0.60}{2}\right) = 0.244 \text{ m} = 24.4 \text{ cm}$$

Moment fictif M_A :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 3476.26 \times 10^{-3} \times 0.244 = 0.848 \text{ MN.m}$$

Vérification du domaine 2 :

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{d'}{d}\right) bd^2 \times f_{bc}$$

$$0.820 > 0.61 \Rightarrow \text{domaine non vérifié}$$

Vérification du domaine 3 :

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{d}\right) bd^2 f_{bc} < N_u(d - d') - M_A \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$$

$$0.612 \leq 0.821 \leq 1.30 \Rightarrow \text{domaine vérifié}$$

\Rightarrow Section partiellement comprimé avec armature inférieure comprimée.

Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.848}{0.6 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.34 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.34)}) = 0.54$$

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

$$z = 0.54(1 - 0.4(0.54)) = 0.423 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} - N_u\right)$$

$$A_1 = \frac{1}{348} \left(\frac{0.848}{0.423} - 3476.26 \times 10^{-3}\right)$$

$$A_1 = -4.23 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = -42.3 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_2 = 0$$

Le poteau le plus sollicité du sous sol à l'accidentel (G+Q±E) : (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$)

Tableau 46: Les sollicitations d'un exemple de poteau à (G+Q±E)

Sous sol	: (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$)	
	N_{\max} (KN)	$M_{\text{correspondant}}$ (KN.m)
(G+Q±E)	2506.20	38.38

Calcul de l'excentricité :

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

$$e = \frac{38.38}{2506.20} = 0.015 \text{ m}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 0.015 + \left(0.54 - \frac{0.60}{2}\right) = 0.255 \text{ m} = 25.5 \text{ cm}$$

Moment fictive M_A :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 2506.20 \times 10^{-3} \times 0.255 = 0.639 \text{ MN.m}$$

Vérification du domaine 2 :

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{d'}{d}\right) bd^2 \times f_{bc}$$

$$0.563 < 0.61 \Rightarrow \text{domaine vérifié}$$

La section est partiellement comprimée avec armatures inférieure tendues.

Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.639}{0.6 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.26 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.26)}) = 0.38$$

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

$$z = 0.54(1 - 0.4(0.38)) = 0.46 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{z} - N_u\right)$$

$$A_1 = \frac{1}{348} \left(\frac{0.639}{0.46} - 2506.20 \times 10^{-3}\right)$$

$$A_1 = -3.21 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = -32.1 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_2 = 0$$

Le poteau le plus sollicité du sous sol à l'accidentel (0,8G±E): (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$)

Tableau 47: Les sollicitations d'un exemple de poteau à (0,8G±E)

Sous sol	: (N_{\max} ; $M_{\text{correspondant}}$)	
	N_{\max} (KN)	$M_{\text{correspondant}}$ (KN.m)
(0,8G±E):	1826.15	40.20

Calcul de l'excentricité :

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

$$e = \frac{40.20}{1826.15} = 0.022 \text{ m}$$

$$e_a = e + \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$e_a = 0.022 + \left(0.54 - \frac{0.60}{2}\right) = 0.262 \text{ m} = 26.2 \text{ cm}$$

Moment fictive M_a :

$$M_A = N_u \times e_a$$

$$M_A = 1826.15 \times 10^{-3} \times 0.262 = 0.478 \text{ MN.m}$$

Vérification du domaine 2 :

$$N_u(d - d') - M_A \leq \left(0.337 - 0.81 \times \frac{d'}{d}\right) bd^2 \times f_{bc}$$

$$0.399 < 0.61 \Rightarrow \text{domaine vérifié}$$

La section est partiellement comprimée avec armatures inférieure tendues.

Moment réduit μ :

$$\mu_u = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.478}{0.6 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.19 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.19)}) = 0.27$$

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

$$Z = 0.54(1 - 0.4(0.27)) = 0.48 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{M_A}{Z} - N_u\right)$$

$$A_1 = \frac{1}{348} \left(\frac{0.478}{0.48} - 1826.15 \times 10^{-3}\right)$$

$$A_1 = -2.39 \times 10^{-3} \text{m}^2 = -23.9 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_2 = 0$$

Donc on va ferrailer avec le minimum RPA 99

Armature minimales:

Selon RPA99 v 2003 : Zone I

$$A_{\min} = 7\%_0 B = 7\%_0 (60)(60)$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 25.2 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante (RPAv2003) :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_1\right)$$

Φ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinal.

$$\Phi_t \leq \min(0.85; 3; 1.2) \leq 0.85$$

\Rightarrow On adopte $\Phi 10$

Calcul de l'espacement :

Dans la zone nodale : $S_t \leq \min(10\Phi_{1\min}; 15 \text{ cm}) \Rightarrow$ zone I

$$\Rightarrow S_t \leq \min(12; 15) \leq 12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\Phi_{1\min} \Rightarrow$ zone I

$$\Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

On adopte un espacement pour tous les poteaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm (ZN)} \\ S_t = 15 \text{ cm (ZC)} \end{array} \right.$$

La longueur des zones nodales :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$h' = \max(51; 60; 60; 60 \text{ cm})$$

$$h' = 60 \text{ cm}$$

Les résultats du ferrailage longitudinal sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 48: Ferrailage des poteaux

Section	Asc SAP (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	Ferrailage longitudinal		Ferrailage transversal
			choix	Section (cm ²)	
(60 × 60)	-36	25.2	14T16	29.15	T10
(55 × 55)	-30.250	21.175	12T16	24.13	
(50 × 50)	-25	17.5	12T14	18.48	
(45 × 45)	-20.250	14.175	12T14	18.48	
(40 × 40)	-16	11.2	12T12	13.57	
(35 × 35)	-12.250	8.575	12T12	13.57	
(30 × 30)	-9.08	6.3	8T12	9.03	

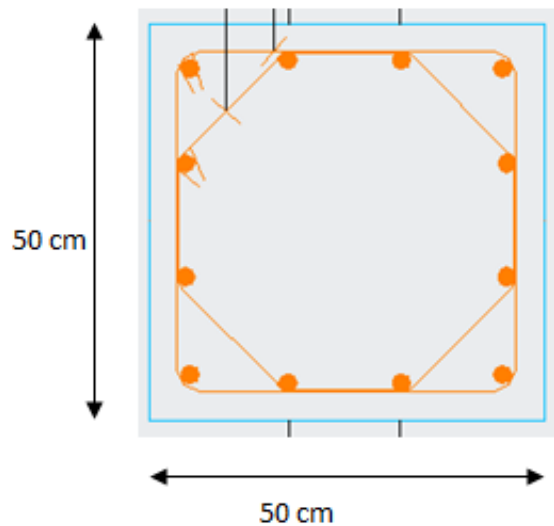


Figure 27: ferrailage du poteau

V.3 les poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple.

- **les 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.

Nous avons un seul type de poutre principale (30 × 50)cm² pour l'ensemble des planchers

- **Les poutres secondaires :**

Relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

Nous avons un seul type de poutre secondaire (30 × 35)cm² pour l'ensemble des planchers

V.3.1 les combinaisons des charges :

V.3.1.1 Selon (C.B.A.93) et (B.A.E.L. 91): Les combinaisons fondamentales

$$1.35G + 1.5Q \Rightarrow \text{ELU}$$

$$G + Q \Rightarrow \text{ELS}$$

V.3.1.2 Selon RPA99/version 2003: Les combinaisons accidentelles

$$G + Q \pm E_x$$

$$G + Q \pm E_y$$

$$0.8G \pm E_x$$

$$0.8G \pm E_y$$

V.3.2.Moment fléchissant et effort tranchant :

Tableau 49: Sollicitations maximales dans les Poutres principales

Niveaux	ELU		ELS		Accidentel		V _{max} (KN)
	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	
Sous sol	105.089	54.41	75.30	39.32	47.62	24.47	100.16
RDC	124.05	67.87	89.99	49.26	59.61	32.47	120.783
Etage 1	133.05	65.59	96.62	47.54	69.77	30.49	123.95
Etage 2	136.05	66.58	98.80	48.32	69.71	31.04	124.17
Etage 3	138.17	67.57	100.36	49.03	70.89	30.48	125.08
Etage 4	138.98	68.57	100.96	49.76	71.22	31.19	125.61
Etage 5	139.01	69.82	100.99	50.45	70.78	31.88	126
Etage 6	141.30	70.29	102.66	50.93	71.86	31.86	126.71
Etage 7	141.09	70.98	102.52	51.52	71.16	32.39	126.97
Etage 8	129.62	74.50	94.16	54.13	64.43	33.79	124.55
Etage 9	115.09	83.16	83.58	60.36	56.79	37.58	122.85

Tableau 50: Sollicitations maximales dans les Poutres secondaires

Niveaux	ELU		ELS		Accidentel		V _{max} (KN)
	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	
Sous sol	13.51	7.35	10.01	5.44	24.89	10.55	22.67
RDC	12.87	8.21	9.53	5.97	32.93	18.11	22.67
Etage 1	12.46	8.79	9.23	6.49	34.93	20.76	22.97
Etage 2	11.32	10.20	8.39	7.54	32	20.01	23.02
Etage 3	10.76	10.73	7.97	7.93	35.27	23.50	23.024
Etage 4	9.80	11.96	7.27	8.85	30.69	21.20	20.058
Etage 5	8.03	13.63	5.97	10.058	23.67	16.87	23.12
Etage 6	7.87	13.89	5.84	10.25	24.91	18	23.20
Etage 7	3.44	16.57	2.62	12.20	19.65	14.48	22.61
Etage 8	7.24	16.40	5.35	12.15	17.74	13.32	24.20
Etage 9	1.81	13.11	1.28	9.69	9.40	12.09	13.71

V.3.3 Ferrailage des poutres :

On calcule les armatures nécessaires dans les poutres à l'état limite ultime et à l'état accidentel par les formules de la flexion simple.

V.3.3.1 Armatures longitudinales :

On prend un exemple de calcul : poutre principale au niveau du sous sol.

Tableau 51: Sollicitations de la poutre principale

Niveau	ELU		Accidentel	
	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)
Sous sol	105.089	54.41	47.62	24.47

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 45 \text{ cm}$$

ELU :

En appui :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \\ \gamma_b = 1.5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} f_{bc} = 14.17 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{105.089 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.12 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.12)}) = 0.16$$

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

$$z = 0.45(1 - 0.4(0.16)) = 0.42 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{105.089 \times 10^{-3}}{0.42 \times 348}$$

$$A_{st} = 7.19 \times 10^{-4} = 7.19 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{54.41 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.45^2 \times 14.17} = 0.06 < \mu_R = 0.392 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.06)}) = 0.077$$

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

$$z = 0.45(1 - 0.4(0.077)) = 0.31 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{54.41 \times 10^{-3}}{0.31 \times 348}$$

$$A_{st} = 5.04 \times 10^{-4} = 5.04 \text{ cm}^2$$

Accidentel :

En appui :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1.15 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} f_{bc} = 18.48 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = 400 \text{ MPa} \end{array}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{47.62 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.45^2 \times 18.48} = 0.042 < \mu_R = 0.379 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.042)}) = 0.75$$

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

$$z = 0.45(1 - 0.4(0.75)) = 0.315 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{47.62 \times 10^{-3}}{0.315 \times 400}$$

$$A_{st} = 3.78 \times 10^{-4} = 3.78 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{24.47 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.45^2 \times 18.48} = 0.02 < \mu_R = 0.379 \Rightarrow \text{SSA}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.02)}) = 0.025$$

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

$$z = 0.45(1 - 0.4(0.025)) = 0.45 \text{ m}$$

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

$$A_{st} = \frac{47.62 \times 10^{-3}}{0.45 \times 400}$$

$$A_{st} = 2.65 \times 10^{-4} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 52: Ferrillages calculés pour les Poutres Principales (30×0) cm²

Poutre principale		ELU		Accidentel	
Niveaux	Position	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)
Sous sol	Appui	3.229	0	9.180	0
	Travée	2.976	0	3.990	0
RDC	Appui	4.502	0	8.600	0
	Travée	2.976	0	3.223	0
Etage 1	Appui	5.064	0	9.213	0
	Travée	2.976	0	3.541	0
Etage 2	Appui	5.224	0	9.867	0
	Travée	2.976	0	3.389	0
Etage 3	Appui	5.650	0	9.123	0
	Travée	2.976	0	3.245	0
Etage 4	Appui	5.324	0	9.345	0
	Travée	2.976	0	3.723	0
Etage 5	Appui	4.813	0	9.768	0
	Travée	2.976	0	3.892	
Etage 6	Appui	4.816	0	8.988	0
	Travée	2.976	0	3.783	
Etage 7	Appui	4.128	0	8.653	0
	Travée	2.976	0	2.766	0
Etage 8	Appui	3.541	0	8.456	0
	Travée	2.976	0	2.544	0
Etage 9	Appui	2.976	0	8.246	0
	Travée	2.976	0	2.012	0

Tableau 53: Ferrillages calculés pour les Poutres secondaires(30×35)cm²

Poutre secondaire		ELU		Accidentel	
Niveaux	Position	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)
Sous sol	Appui	3.216	0	8.013	0
	Travée	2.976	0	3.451	0
RDC	Appui	4.502	0	8.452	0
	Travée	2.976	0	3.789	0
Etage 1	Appui	5.064	0	7.846	0
	Travée	2.976	0	6.234	0

Etage 2	Appui	5.224	0	9.478	0
	Travée	2.976	0	6.526	0
Etage 3	Appui	5.650	0	9.875	0
	Travée	2.976	0	6.254	0
Etage 4	Appui	5.324	0	9.947	0
	Travée	2.976	0	6.214	0
Etage 5	Appui	4.813	0	9.324	0
	Travée	2.976	0	5.785	0
Etage 6	Appui	4.816	0	9.364	0
	Travée	2.976	0	5.127	0
Etage 7	Appui	4.128	0	8.324	0
	Travée	2.976	0	4.214	0
Etage 8	Appui	3.541	0	9.234	0
	Travée	2.976	0	4.215	0
Etage 9	Appui	2.976	0	7.514	0
	Travée	2.976	0	3.215	0

Vérification des armatures longitudinales :

- Selon le RPA99 v 2003

Armature minimal :

Selon le RPA99 v 2003 : $A_{\min} = 0.5\%(b \times h)$

Armature maximal :

$$A_{\max} \begin{cases} = 4\%(b \times h) \Rightarrow \text{zone courante} \\ = 6\%(b \times h) \Rightarrow \text{zone de recouvrement} \end{cases}$$

Tableau 54: les armatures longitudinales

Types	Section (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	ZC	ZR
			A_{\max} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)
Poutre principale	(30 × 50) = 1500 cm ²	7.5	60	90
Poutre secondaire	(30 × 35) = 1050 cm ²	5.25	42	63

Selon le (C.B.A.93).(B.A.E.L91) :

Condition de non fragilité :

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

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

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

Types	b (cm)	d (cm)	A_{min} (cm ²)
Poutre principale	30	45	1.63
Poutre secondaire	30	31.5	1.15

Tableau 55: ferrailage longitudinal des poutres principales

Niveaux	Ferrailage longitudinal			
	travée		Appui	
	A	choix	A	Choix
Sous sol	9.24	6T14	18.10	9T16
RDC	9.24	6T14	18.10	9T16
Etage 1	8.01	3T14+3T12	16.08	8T16
Etage 2	8.01	3T14+3T12	16.08	8T16
Etage 3	8.01	3T14+3T12	16.08	8T16
Etage 4	8.01	3T14+3T12	16.08	8T16
Etage 5	8.01	3T14+3T12	16.08	8T16
Etage 6	8.01	3T14+3T12	16.08	8T16
Etage 7	8.01	3T14+3T12	16.08	8T16
Etage 8	8.01	3T14+3T12	16.08	8T16
Etage 9	8.01	3T14+3T12	16.08	8T16

Tableau 56: ferrailage longitudinal des poutres secondaires

Niveaux	Ferrailage longitudinal			
	Travée		Appui	
	A	choix	A	Choix
Sous sol	6.79	6T12	6.79	6T12
RDC	6.79	6T12	6.79	6T12
Etage 1	6.79	6T12	6.79	6T12
Etage 2	6.79	6T12	6.79	6T12
Etage 3	6.79	6T12	6.79	6T12
Etage 4	6.79	6T12	6.79	6T12
Etage 5	6.79	6T12	6.79	6T12
Etage 6	6.79	6T12	6.79	6T12
Etage 7	6.79	6T12	6.79	6T12
Etage 8	6.79	6T12	6.79	6T12
Etage 9	6.79	6T12	6.79	6T12

V.3.3.2 Armatures transversales :

- **Choix des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donnée par :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{l \min}\right)$$

$$\text{Poutre principale : } \Phi_t \leq \min\left(\frac{500}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(14.29; 30; 12) \Rightarrow \Phi_t \leq 12$$

$$\text{Poutre secondaire : } \Phi_t \leq \min\left(\frac{350}{35}; \frac{300}{10}; 12\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min(10; 30; 12) \Rightarrow \Phi_t \leq 10$$

On prend $\Phi 8$ pour tous les types des poutres.

$$A_t = 4\Phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ pour les poutres principales}$$

$$A_t = 2\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2 \text{ pour les poutres secondaires}$$

● **Calcul des espacements des cadres :**

D'après les règles de RPA99/version2003 :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{l \min}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$$S_{t'} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \text{zone courante}$$

$$L = 2h + S_{t0} \Rightarrow \text{zone nodale}$$

$$S_{t0} = 5 \text{ cm (RPA99/version2003)}$$

Poutre principale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{50}{4}; 12\Phi_{l \min}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(12.5; 14.4; 30) \Rightarrow S_t \leq 12.5 \text{ (ZN)}$$

$$S_{t'} \leq \frac{50}{2} \Rightarrow S_{t'} \leq 25 \text{ (ZC)}$$

$$L = 2(50) + 5 = 105 \text{ cm (ZN)}$$

Poutre secondaire :

$$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12\Phi_{l \min}; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(8.75; 14.4; 30) \Rightarrow S_t \leq 8.75 \text{ (ZN)}$$

$$S_{t'} \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_{t'} \leq 17.5 \text{ (ZC)}$$

$$L = 2(35) + 5 = 75 \text{ cm (ZN)}$$

Tableau 57: Espacements calculés et adoptés des armatures transversales

Types	RPA99/v2003			Adopté		
	ZN		ZC	ZN		ZC
	L(cm)	S_t (cm)	$S_{t'}$ (cm)	L(cm)	S_t (cm)	$S_{t'}$ (cm)
Poutres principale	105	12.5	25	105	10	20
Poutres secondaire	75	8.75	17.5	75	8	15

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0.003 \times S_t \times b \text{ (RPA99/version2003)}$$

$$\text{Poutre principale : } A_{t \min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm} < A_{t \text{ adopté}} = 2.01 \text{ cm CV}$$

$$\text{Poutre secondaire : } A_{t \min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm} < A_{t \text{ adopté}} = 1.01 \text{ cm CV}$$

Tableau 58: Armatures transversales et espacements adoptés.

Types	Armatures transversales	Espacements		
		ZN		ZC
		L(cm)	S_t (cm)	$S_{t'}$ (cm)
Poutres principale	4T8=2.01	105	10	20
Poutres secondaire	2T8=1.01	75	8	15

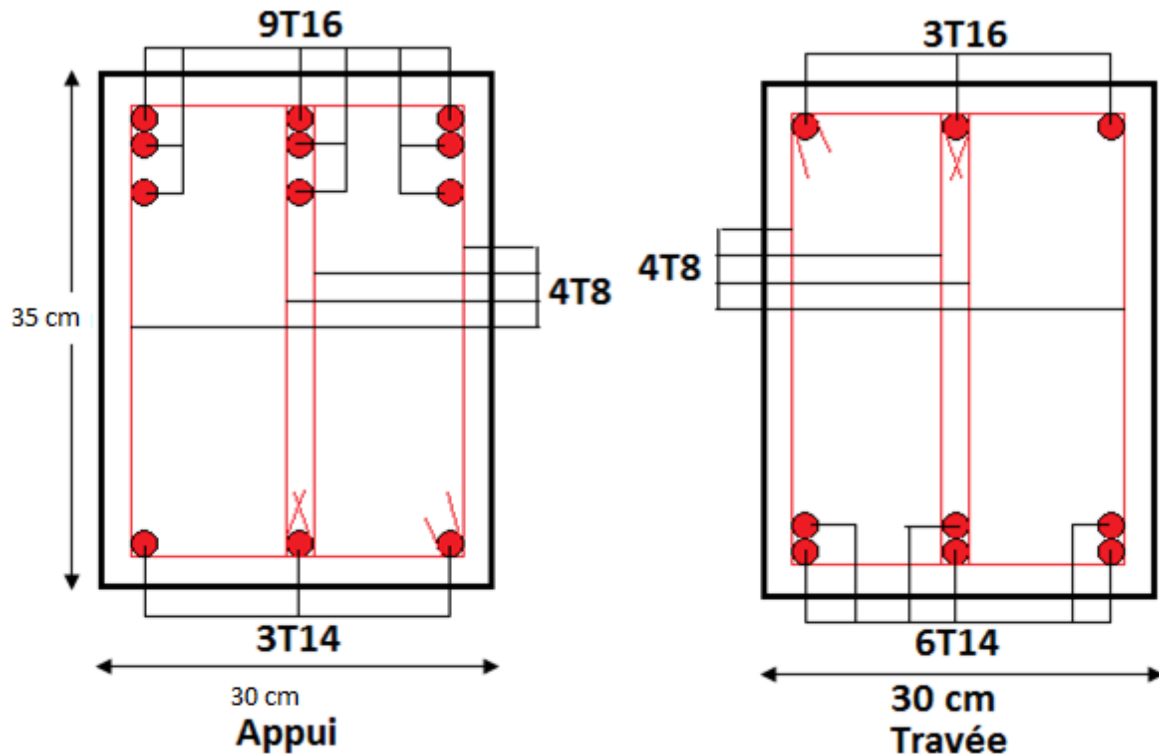


Figure 28: Ferrailage des poutres

V.4 les voile :

V.4.1 introduction :

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre outre les charges verticales, les efforts horizontaux grâce à leurs rigidités importantes dans leur plan, Les voiles présentent deux plans, l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui nécessite une disposition des armatures dans les deux directions.

V.4.2 Combinaisons des charges :

V.4.2.1 Selon (C.B.A.93) : Les combinaisons fondamentales.

$$1.35G + 1.5Q \Rightarrow \text{ELU}$$

G + Q ⇒ ELS

V.4.2.2 Selon RPA99/version 2003 : Les combinaisons accidentelles.

G + Q ± E_x

G + Q ± E_y

0.8G ± E_x

0.8G ± E_y

V.4.3 les sollicitations des voiles :

Tableau 59: tableau récapitulatif des sollicitations e_p=15 cm

Combinaison	F ₁₁ (KN)	M ₁₁ (KN.m)	F ₁₁ (KN)	M ₁₁ (KN.m)	V _{max} (KN)
ELU	726,64	72,14	145,33	27,35	49.95
ELS	583,56	68,59	116,71	8,60	
E _x	1292,52	81,0984	306,33	36,226	
E _y	867,99	744,73	640,58	33,40	

Tableau 60: tableau récapitulatif des sollicitations e_p=20 cm

combinaison	F ₁₁ (KN)	M ₁₁ (KN.m)	F ₂₂ (KN)	M ₂₂ (KN.m)	V _{max} (KN)
ELU	464	5	37.63	1.004	9.32
ELS	273.19	4.74	54.64	0.94	
E _x	583.56	7.64	116.71	1.52	
E _y	273.19	4.73	54.64	0.946	

V.4.4 Vérification des contraintes tangentielles :

Les contraintes tangentielles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \leq \bar{\tau}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

b = 1 ml

Tableau 61: vérification des contraintes

Combinaisons	V _{max} ($\frac{\text{KN}}{\text{m}}$)			τ _u (MPa)			τ̄ _u (MPa)	
	ELU	E _x	E _y	ELU	E _x	E _y	0,2f _{c28}	0,6f _{c28}
Voiles (ep=15cm)	27.27	39.1	30.19	0.202	0.29	0.22	5	15
Voies (ep=20cm)	4.87	8.32	2.63	0.027	0.062	0.01	5	15

V.4.5 Calcul de ferrailage :

V.4.5.1 Ferrailage verticale :

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 1 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0.0015 \times b \times h$$

$$A_{\min} = 0.0015 \times 20 \times 1$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

V.4.5.2 Ferrailage horizontale :

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 1 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

V.4.5.3 ferrailage transversal :

- La distance des armatures verticales :

$$d \leq \frac{1}{10} \times a$$

$$d \leq \frac{1}{10} \times 200$$

$$d \leq 20 \text{ mm}$$

On adopte $d = 12 \text{ mm}$

$$4T12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- L'espacement :

Selon le BAEL91 on a :

$$S_t \leq \min(2a; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(40; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 33 \text{ cm}$$

Selon le RPA99 v2003 :

$$S_t \leq \min(1.5a; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min(30; 30\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}}; S_{t \text{ RPA}})$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau 62: ferrailage des voiles

Ferrailage		$A_{min} \left(\frac{cm^2}{ml} \right)$ RPA99	A_{st} (SAP2000)	A_{st} Choisis (cm^2/ml)	S_t (cm)
V15	Vertical	$0.15\% \times b \times h$ $= 2.25$	28.90	10T20=31.42	15
	Horizontal	$0.15\% \times b \times h$ $= 2.25$	16.30	9T16=18.10	20
V20	Vertical	$0.15\% \times b \times h$ $= 3$	33.70	12T20=37.70	15
	horizontal	$0.15\% \times b \times h$ $= 3$	20.32	8T20=25.13	20

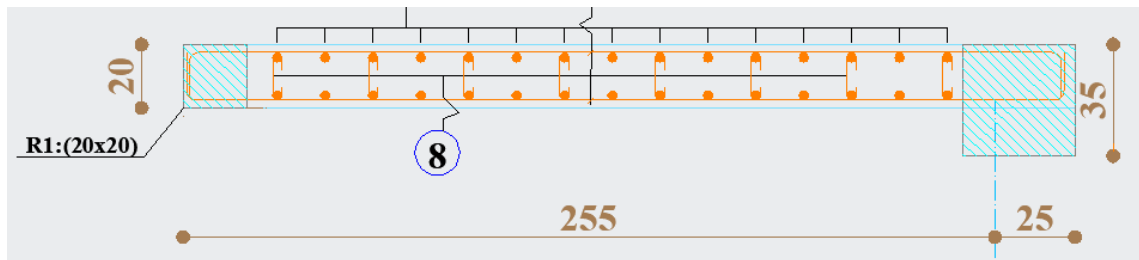


Figure 29: ferrailage du voile 20

Chapitre VI

Étude géotechnique

VI.1 Introduction :

Une étude géotechnique est une étude des sols de notre terrain :

Elle sert premièrement à déterminer les caractéristiques mécaniques des terrains qui vont être amenés à supporter la construction. Et deuxième lieu pour évaluer les risques naturels recensés dans l'environnement autour du terrain et les impacts que cela pourrait avoir sur la future construction.

VI.2 Qu'est ce qu'une fondation :

La fondation est la partie inférieure d'un ouvrage. Elle a pour rôle de transmettre les efforts provenant de la superstructure au sol dans les conditions les plus favorables.

La fondation doit, dans ce cadre, assurer l'équilibre entre la pression engendrée par la sollicitation (descente de charge de construction) et la résistance du sol (contrainte admissible).

Ainsi les efforts transmis le sol devra présenter une résistance suffisante et des tassements acceptables pour l'ouvrage lui même mais également pour les structures avoisinantes

VI.3 Qu'est ce qu'un projet de fondation :

Un projet de fondation doit répondre à trois sortes de préoccupations :

- Une bonne reconnaissance du sol support.
- les tassements doivent être inférieurs aux tassements admissibles définis pour l'ouvrage
- Les contraintes doivent être compatibles avec la résistance à la rupture du sol: C'est le problème de la capacité portante.

VI.4 Le rapport d'analyse du sol :

Pour l'étude géotechnique on doit avoir un rapport d'analyse du sol et se rapport doit contenir :

- Analyse géologique du site
- Moyens mis en œuvre pour analyses et résultats des essais
- Interprétation et préconisations concernant les niveaux de fondations envisageables, les taux de travail admissibles correspondants, les tassements prévisibles.
- Information et recommandations sur les caractéristiques particulières du site: présence d'eau, stabilité des pentes, sensibilité à l'eau, sensibilité au gel, perméabilité etc.

VI 5 Les caractéristiques d'un bon projet :

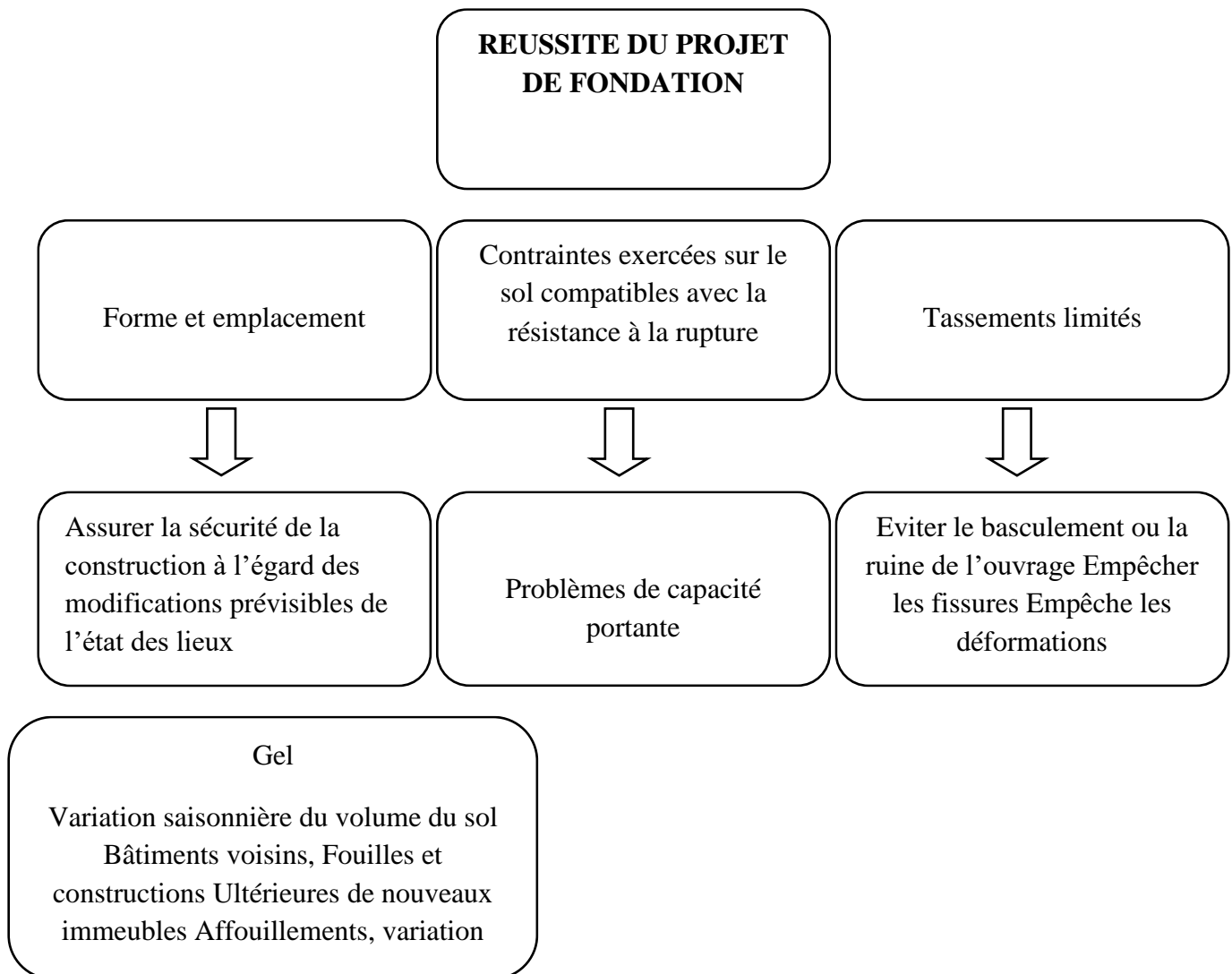


Figure 30: caractéristiques d'un projet

VI.6 Le but de l'étude du sol :

L'étude du sol (reconnaissance du sol) permet de connaître le comportement mécanique du sol lorsqu'il est soumis à un chargement :

- conditions de stabilité de la fondation.
- conditions de tassement du sol.

VI.7 Classification des fondations :

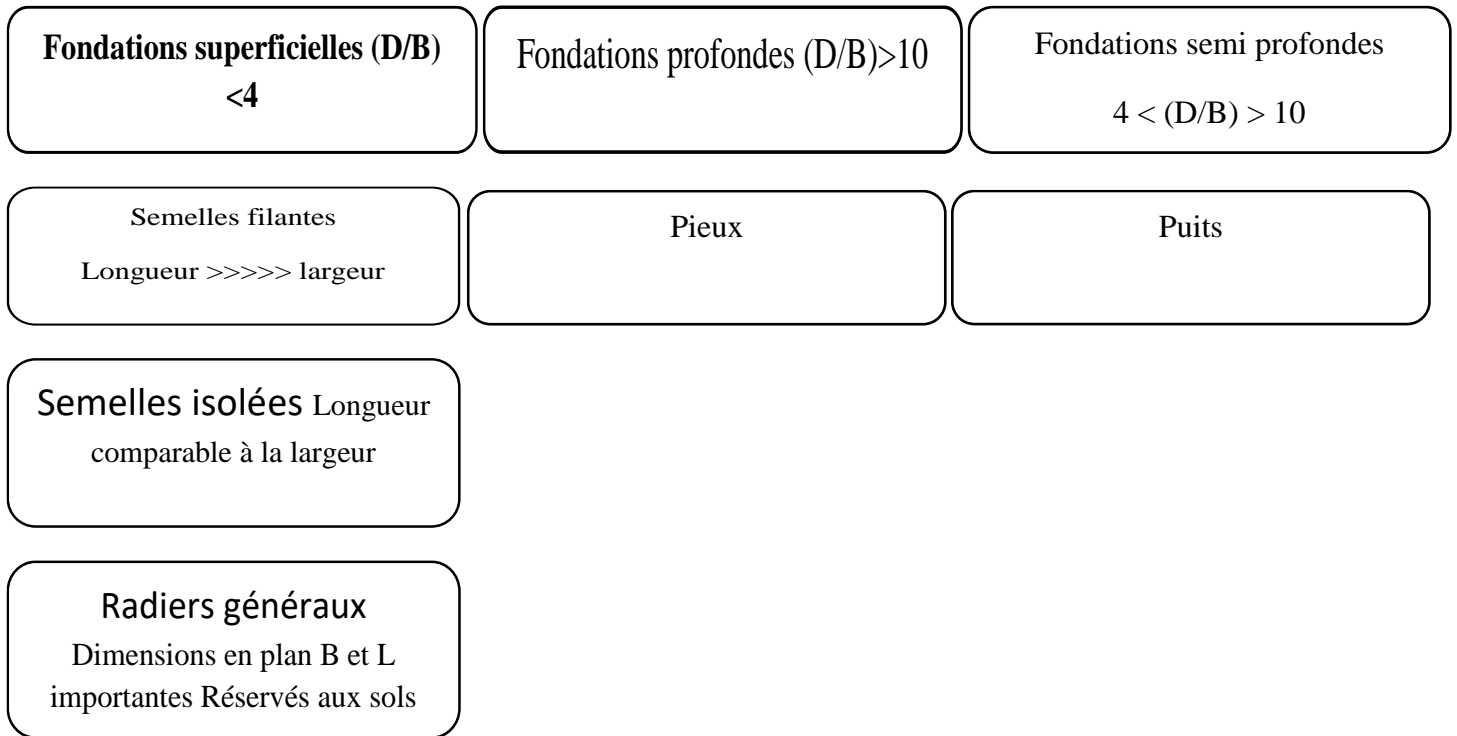


Figure 31: Classification des fondations

VI.8 Choix du type de fondation :

Critères de choix du type de fondation:

- Nature du sol
- Charges transmises.

VI.9 Dimensionnements et caractéristiques des semelles :

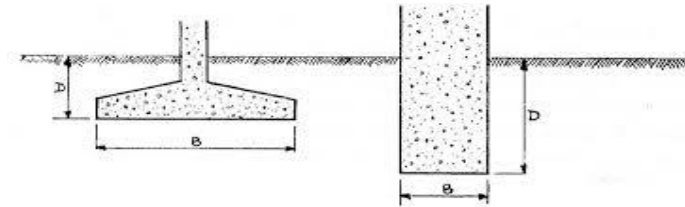
Actuellement le dimensionnement des semelles de bâtiment peut se faire à partir des essais de laboratoire, ou d'après les essais en place (pressiomètre, pénétromètres). Pour une fondation, on a:

B: Largeur de la semelle (le plus petit côté)

L: La longueur de la semelle (le plus grand côté)

D: La hauteur d'encastrement qui désigne l'épaisseur minimale des terres au dessus du niveau de la fondation.

h: l'ancrage de la semelle qui désigne la profondeur de la pénétration de la semelle dans la couche porteuse.



Nous avons considérées les caractéristiques du sol puisque on a pas le rapport géotechnique, selon Terzaghi :

Tableau 63: Caractéristique du sol

Sol meuble	Φ (°)	C (KPa)	N_c	N_q	N_γ	B (m)	D (m)	γ (KN/m ³)	F_s
à court terme	0	250	5.14	1	0	1.5	1.2	18	3
à long terme	20	25	14.8	6.4	3.5				

VI.9.1 Etudes des semelles isolée :

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 :

$$Q_{ref} \leq Q_{adm}$$

à court terme :

- la capacité portante du sol :

$$q_d = 0.8 \times \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma + \gamma \times D \times N_q + 1.2 \times C \times N_c$$

$$q_d = 0.8 \times 18 \times \frac{1.5}{2} \times 0 + 18 \times 1.2 \times 1 + 1.2 \times 250 \times 5.14$$

$$q_d = 1563.6 \text{ KPa}$$

- La contrainte admissible :

$$q_{adm} = \frac{q_d - \gamma \times D}{F_s} + \gamma \times D$$

$$q_{adm} = \frac{1563.6 - 18 \times 1.2}{3} + 18 \times 1.2$$

$$q_{adm} = 535.6 \text{ KPa}$$

- La charge de la rupture :

$$Q_{dadm} = q_{adm} \times S$$

$$Q_{dadm} = 535.6 \times 1.5^2$$

$$Q_{dadm} = 1205.1 \text{ KN}$$

D'après le SAP2000 :

$$\text{ELU} : N_u = 1827,637 \text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_s = 1341.89 \text{ KN}$$

On prend le cas le plus défavorable N_u .

$$S = B \times L$$

B : La largeur de la semelle isolée

L : La longueur du bâtiment

$$S = 1.5 \times 25.87 = 38.80 \text{ m}^2$$

VI.9.2 Etudes des semelles filante :

- **Bloc 1 : (9 étages)**

Portique de rive :

à court terme :

- la capacité portante du sol :

$$q_d = \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma + \gamma \times D \times N_q + C \times N_c$$

$$q_d = 18 \times \frac{1.5}{2} \times 0 + 18 \times 1.2 \times 1 + 250 \times 5.14$$

$$q_d = 1306.6 \text{ KPa}$$

- La contrainte admissible :

$$q_{adm} = \frac{q_d - \gamma \times D}{F_s} + \gamma \times D$$

$$q_{adm} = \frac{1306.6 - 18 \times 1.2}{3} + 18 \times 1.2$$

$$q_{adm} = 449.93 \text{ KPa}$$

D'après le logiciel SAP2000 : $\sum N_i = 2929.075 \text{ KN}$

$$S = 1.5 \times 10.6 = 15.9 \text{ m}^2$$

$$q_{ref} = \frac{2929.075}{15.9} = 184.22 \text{ KN}$$

$$q_{ref} < q_{adm} \text{ CV}$$

à long terme :

- la capacité portante du sol :

$$q_d = \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma + \gamma \times D \times N_q + C \times N_c$$

$$q_d = 18 \times \frac{1.5}{2} \times 3.5 + 18 \times 1.2 \times 6.4 + 25 \times 14.8$$

$$q_d = 555.49 \text{ KPa}$$

- La contrainte admissible :

$$q_{adm} = \frac{q_d - \gamma \times D}{F_s} + \gamma \times D$$

$$q_{adm} = \frac{555.49 - 18 \times 1.2}{3} + 18 \times 1.2$$

$$q_{adm} = 200 \text{ KPa}$$

$$q_{ref} < q_{adm} \text{ CV}$$

Portique central :

à court terme :

$$q_{adm} = 449.93 \text{ KPa}$$

D'après le logiciel SAP2000 : $\sum N_i = 6924.05 \text{ KN}$

$$q_{ref} = \frac{6924.05}{15.9} = 435.48 \text{ KN}$$

$$q_{ref} > q_{adm} \Rightarrow \text{CNV}$$

à long terme :

$$q_{adm} = 200 \text{ KPa}$$

$$q_{ref} > q_{adm} \Rightarrow \text{CNV}$$

Les semelles filantes ne sont pas vérifiées dans le bloc 1, donc on adopte un radier.

Bloc 2 : (2étages)

- Poteau de rive :**

à court terme :

$$q_{adm} = 449.93 \text{ KPa}$$

D'après le SAP20000 : $\sum N_i = 1358.56 \text{ KN}$

$$S = 1.5 \times 7.85 = 11.78 \text{ m}^2$$

$$q_{ref} = \frac{1358.56}{11.78} = 115.32 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ref}} < q_{\text{adm}} \text{ CV}$$

à long terme :

- la capacité portante du sol :

$$q_{\text{adm}} = 200 \text{ KPa}$$

$$q_{\text{ref}} < q_{\text{adm}} \text{ CV}$$

- **Portique central :**

à court terme :

$$q_{\text{adm}} = 449.93 \text{ KPa}$$

D'après le SAP2000 : $\sum N_i = 2656.72 \text{ KN}$

$$q_{\text{ref}} = \frac{2656.72}{11.78} = 183.08 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ref}} < q_{\text{adm}} \Rightarrow \text{CV}$$

à long terme :

$$q_{\text{adm}} = 200 \text{ KPa}$$

$$q_{\text{ref}} < q_{\text{adm}} \Rightarrow \text{CV}$$

On adopte une semelle filante pour le bloc 2.

VI.9.3 Etudes d'un radier:

- **Portique central :**

à court terme :

- La capacité portante du sol :

$$q_d = \left(1 - 0.2 \times \frac{B}{L}\right) \times \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma + \gamma \times D \times N_q + \left(1 + 0.2 \times \frac{B}{L}\right) C \times N_c$$

$$q_d = \left(1 - 0.2 \times \frac{1.5}{22}\right) \times 18 \times \frac{1.5}{2} \times 0 + 18 \times 1.2 \times 1 + \left(1 + 0.2 \times \frac{1.5}{22}\right) \times 250 \times 5.14$$

$$q_d = 1324.12 \text{ KPa}$$

- La contrainte admissible :

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_d - \gamma \times D}{F_s} + \gamma \times D$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{1324.12 - 18 \times 1.2}{3} + 18 \times 1.2$$

$$q_{\text{adm}} = 455.77 \text{ KPa}$$

D'après logiciel SAP2000 : $\sum N_i = 34606.753 \text{ KN}$

$$q_{\text{ref}} = \frac{34606.753}{233.2} = 148.39 \text{ KN}$$

$$q_{\text{ref}} < q_{\text{adm}}$$

à long terme :

- la capacité portante du sol :

$$q_d = \left(1 - 0.2 \times \frac{B}{L}\right) \times \gamma \times \frac{B}{2} \times N_\gamma + \gamma \times D \times N_q + \left(1 + 0.2 \times \frac{B}{L}\right) C \times N_c$$

$$q_d = \left(1 - 0.2 \times \frac{1.5}{22}\right) \times 18 \times \frac{1.5}{2} \times 3.5 + 18 \times 6.4 \times 1.2 + \left(1 + 0.2 \times \frac{1.5}{22}\right) \times 25 \times 14.8$$

$$q_d = 536.85 \text{ KPa}$$

- La contrainte admissible :

$$q_{\text{adm}} = \frac{q_d - \gamma \times D}{F_s} + \gamma \times D$$

$$q_{\text{adm}} = \frac{536.85 - 18 \times 1.2}{3} + 18 \times 1.2$$

$$q_{\text{adm}} = 193.35 \text{ KPa}$$

$$q_{\text{ref}} < q_{\text{adm}} \text{ CV}$$

- Portique de rive :**

à court terme :

$$q_{\text{adm}} = 455.77 \text{ KPa}$$

$$q_{\text{ref}} < q_{\text{adm}} \text{ CV}$$

VI.10 Calcul de ferrailage des semelles filantes :

Le calcul du ferrailage se calcule comme étant une poutre en T.

Tableau 64: Ferrailage des différentes semelles filantes

Type	A _{st} (SAFE)		A _{st} (choisit)	
	Appui	Travée	appui	travée
SF1	36.49	26.06	12T20=37.7	9t20=28.27
SF2	33.28	23.87	11T20=34.56	12T16=24.13
SF3	25.66	18.57	9T20=28.27	12T14=18.47
SF4	28.4	20.51	10T20=31.42	11T16=22.12
SF5	35.91	29.9	12T20=37.7	10T20=31.42

VI.11 Pré-dimensionnement de radier :

- L'épaisseur du radier :

Epaisseur de la dalle :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_d : Épaisseur de la dalle.

L_{\max} : Distance maximale entre deux files successives

$$h_d \geq \frac{640}{20}$$

$$h_d \geq 32 \text{ cm}$$

On prend $h_d = 70 \text{ cm}$

Épaisseur de la nervure :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{640}{10}$$

$$h_n \geq 64 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 100 \text{ cm}$

- Vérification au poinçonnement :**

Selon le BAEL99 (article A.5.2 ; 41) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times h \times U_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: DC HIGH MRF Units: KN, m, C (Summary)						
L=3.060						
Element : 182	B=0.600	D=0.600	dc=0.067			
Section ID : (60*60)	E=32000000.	Fck,cyl=25000.	Lt.Wt. Fac.=1.000			
Combo ID : DC0N10	Fyk=413685.473	Fyuk=413685.47	S0M: Nominal Stiffness			
Station Loc : 3.060	RLLF=1.000					
Combo Eq. : Eq. 6.10						
Gamma(Concrete): 1.500	AlphaCC=1.000	AlphaCT=1.000				
Gamma(Steel) : 1.150	AlphaCC=0.850	AlphaCT=0.850				
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN FOR MED, MED2, MED3						
	Rebar Area	Design MED	Design MED2	Design MED3	Minimum M2	Minimum M3
	0.004	2311.677	5.579	47.466	46.234	46.234

$$U_c = 4 \times (a + h_n)$$

$$U_c = 6 \text{ m}$$

$$N_u = 2311.677 \text{ KN}$$

$$0.045 \times 0.7 \times 6 \times \frac{25000}{1.5} = 3150 \text{ KN}$$

$$N_u < 3150 \text{ KN CV}$$

• **Vérification de débordement :**

On n'a pas de débordement a cause du voisinage

• **Vérification de la contrainte du sol :**

$$\bar{\sigma}_{sol} = 4.55 \text{ bars}$$

On doit vérifier la condition suivante : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{b1} = K \times Z_{max}$$

$$\sigma_{b2} = K \times Z_{min}$$

$$K = 2 \times \sigma_{sol}$$

$$K = 9.1 \text{ bars}$$

$$Z_{max} = -0.301 \text{ mm}$$

$$Z_{min} = -1.15 \text{ mm}$$

$$\sigma_{b1} = 2.73 \text{ bars}$$

$$\sigma_{b2} = 5.23 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = \frac{3\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{4}$$

$$\sigma_b = 3.35 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = 3.35 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} = 4.55 \text{ bars CV}$$

Tableau 65: Moment de la dalle

Sens	ELU		ELS	
	M(travée)	M(appuis)	M(travée)	M(appuis)
x-x	649.51	663.078	204,12	220.24
y-y	494.285	590.46	201	207.18

VII.12 Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des dalles se calcul a la flexion simple a l'ELU pour une bande de 1m

Sens x-x :

En travée :

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0.7 \text{ m}$$

$$d = 0.45 \text{ m}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{649,51 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 14.17} = 0.115$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0.115)}) = 0.153$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.7(1 - 0.4 \times (0.153)) = 0.5914 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{649,51 \times 10^{-3}}{0.5914 \times 348} = 31.55 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{663.078 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 14.17} = 0.117$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0.0878)}) = 0.09203$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.7(1 - 0.4 \times (0.09203)) = 0.6068 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{663.078 \times 10^{-3}}{0.6068 \times 348} = 31.40 \text{ cm}^2$$

Sens y-y :

En travée

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{494.285 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 14.17} = 0.0878$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 0.1722}) = 0.237$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.7(1 - 0.4 \times (0.237)) = 0.5702 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{494,285 \times 10^{-3}}{0.5702 \times 348} = 24.90 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{590.285 \times 10^{-3}}{1 \times (0.9 \times 0.7)^2 \times 14.17} = 0.104$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.104)}) = 0.1376$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.9 \times 0.7(1 - 0.4 \times (0.1376)) = 0.5953 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_{st}} \quad ; \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{590.046 \times 10^{-3}}{0.5953 \times 348} = 28.48 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq \max\left(\frac{b \times h}{1000} ; \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st \min} \geq \max(7 ; 8.45) \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 9 \text{ cm}^2$$

En travée :

Sens x-x :

$$A_{st} = 31.55 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{st} = 24.90 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

En appuis :

Sens y-y :

$$A_{st} = 31.40 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{st} = 28.48 \text{ cm}^2 > 9 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

Le choix des armatures :

En travée :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } 9T14+9T16=13.85+18.10=31.95\text{cm}^2 \\ \text{Sens y-y : } 9T14+9T16=13.85+18.10=31.95 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

En appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens x-x : } 9T14+9T16= 13.85+18.10=31.95 \text{ cm}^2 \\ \text{Sens y-y : } 9T14+9T16= 13.85+18.10=31.95 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Vérification de la dalle a l'ELS :

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

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

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$$

En appuis :

$$M_s = 0.207 \text{ MN.m}$$

$$A_{st} = 9T14 + 9T16 = 31.95 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b \times x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x)$$

$$50 x^2 + 479.25x - 30192.75 = 0$$

$$x = 20.24 \text{ cm}$$

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

$$I = 1152651.46 \text{ cm}^4$$

Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = 3.63 < \overline{\sigma}_{st} = 15 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times (d-x) \times \eta}{I} = 115.18 \text{ MPa} < 203.63 \text{ MPa}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$T_u = 720.108 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{720.108 \times 10^{-3}}{1 \times 0.9 \times 0.7} = 1.14 \leq \bar{\tau}_u \text{ CV}$$

Calcul de l'espacement :

D'après le BAEL91

$$s_t \leq \min(0.9 \times d; 40) \text{ cm}$$

$$s_t \leq \min(56.7; 40) \text{ cm}$$

$$s_t = 15 \text{ cm (le min du BAEL)}$$

Chapitre VII

Etude économique

VII.1 Introduction :

La conception et la réalisation d'un projet de construction exigent une masse de travaux de natures diverses et compliquées, faisant intervenir un grand nombre de participants, donc il est nécessaire de mettre en place des plannings qui assurent le succès du projet.

Les avantages sont les suivantes :

Le planning par ces prévisions sérieuses, reste un excellent instrument de navigation qui permet d'éviter les conflits.

Il définit la meilleure façon d'atteindre les objectifs ainsi le but final du projet.

La planification est un outil de prise de décision et un pont de communication entre les différents acteurs du projet.

Il permet de bien gérer les délais d'exécution et de mettre en cohérence les besoins en matériels, matériaux et la main d'œuvre nécessaire pour l'exécution du projet.

Il permet au maître d'ouvrage d'assurer le suivi financier au fur et mesure de l'avancement des travaux.

VII.2 Les caractéristiques d'un projet :

Chaque projet contient des objectifs bien définis et un travail planifié, un début et une fin qui définissant le cycle de vie du projet, des exigences précises en matière de temps, de couts et du contenus du projet.

VII.3 Les facteurs de qualités d'un projet :

VII.3.1 Performance et spécifications (contenus) :

C'est les attentes du client qui doivent être atteintes elles contiennent les normes, cahier de charges, les documents techniques.

VII.3.2 Couts et budget :

Contient l'étude de faisabilité économique, La fiabilité des estimations des couts la budgétisation, la maitrise des couts.

VII.3.3 Le temps et le planning :

C'est l'estimation des délais et la planification, la maitrise des délais.

VII.3.4 Les phases de gestion d'un projet :

Conception⇒planification⇒réalisation⇒terminaison

VII.3.4.1 La conception :

- Déterminer le but du projet
- estimer les ressources, couts délais.
- estimation des risques.
- estimation de rentabilité

L

VII.3.4.2 La planification :

- Planification globale
- Détails des couts et délais
- Définition des responsabilités

VII.3.4.3 Phase de réalisation :

- Mise en place de l'organisation
- Exécution des travaux
- Résolution des problèmes

VII.3.4.4 Phase de terminaison :

- Amélioration du déroulement du projet
- Analyse des écarts entre planifié et réalisé
- Evaluation du projet.

VII.4 Quantités de matières à mettre en œuvre :

Le métré c'est un document administratif établi par le métreur sur des feuilles spéciales pour but d'évaluer les ouvrages en partant de leur mesure.

Le métré est composé de calculs de surfaces et de volumes qui permettent de déterminer

Le métré suivant les cas :

Avant, pendant et après l'exécution des travaux

VII.5 Définition du l'avant métré :

Si le métré est calculé avant le début des travaux sur chantier c'est- à- dire.

S'il est calculé entièrement sur des plans, il porte le nom AVANT – METRE

C'est le détail analytique des ouvrages permettant l'établissement du devis quantitatif. Il est réalisé sur une trame ou « minute » (feuille de métré) et doit comporter :

- la description des ouvrages et de leur mise en œuvre,
- le détail précis des calculs de leurs quantités
- des croquis (croquis minute) améliorant la compréhension technique

- des indications dimensionnelles.

VII.6 Métreur :

Métreur est un métier du bâtiment. Il s'agit d'une personne responsable de l'établissement ou de la vérification des avant-métrés et des métrés d'un projet de construction. Le métreur intervient aussi bien en maîtrise d'ouvrage, en maîtrise d'œuvre ou au sein d'un cabinet d'économistes.

Le métreur doit :

- quantifier et qualifier les matériaux nécessaires.
- Effectuer des mesures du terrain pour identifier la nivelé du sol.
- définir le devis.
- réaliser les pièces écrites (devis descriptif, cahier des clauses techniques particulières, etc.) et éventuellement les pièces graphiques (plans).
- réaliser le dossier de consultation des entreprises (DCE).
- suivre et réorganiser (si nécessaire) le calendrier de construction.

Un métreur doit donc avoir une connaissance solide des techniques de construction et des coûts associées à ces techniques. Il peut être intégré à la maîtrise d'œuvre quand il est acteur de la conception jusqu'à la réception des travaux.

VII.7 Les actes du métré et de l'avant-métré :

Se sont des actes de Mètre établis préalablement aux travaux Ils se détaillent, soit :

-Entièrement, sur plans pour des travaux neufs

-A la fois, sur plans et après relevé sur place, pour des travaux d'aménagement ou de transformation.

-Entièrement, d'après relevé sur place pour les travaux de réparation.

VII.7.1 Le devis descriptif :

Décrit tous les ouvrages, ou parties d'ouvrages qui seront demandés aux différents corps d'états concourant à la réalisation du projet.

Il doit permettre la mise en concurrence de plusieurs entrepreneurs, en donnant la certitude que les prix remis par ceux-ci correspondent à un même volume de travaux

Il sert de guide pendant l'exécution des travaux et sont rédigés par des métreurs.

VII.7.2 Les devis quantitatifs :

Donnant le détail et le résumé complet des quantités d'ouvrages nécessaires à l'exécution du travail projeté sans application de valeur à ces quantités.

VII.7.3 Les devis estimatifs :

- **Le devis estimatif technique :**

Il est réalisé dans l'entreprise par le métreur et comprend tous les détails du quantitatif. Un récapitulatif final est réalisé pour totaliser de devis.

- **Le devis estimatif commercial (pour le client) :**

Il doit faire apparaître la description des ouvrages élémentaires, la quantité correspondante, le prix de vente unitaire, le montant partiel et le montant total des travaux.

VII.8 Les prescriptions d'un projet :

Ces prescriptions sont classées par lot :

- Lot gros œuvres.
- Lot installation de chantier
- Lot terrassement
- Lot infrastructure
- Lot superstructure
- Lot assainissement
- Lot plomberie
- Lot menuiserie

VI.9 Le mode de métrer :

Est la manière dont le métreur décompose et présente les articles du métré.

Pour la rédaction du métré, aussi bien que pour en faciliter la vérification et en rechercher les erreurs, il importe de suivre trois règles :

- le métré doit suivre l'ordre chronologique des travaux
- le métré doit suivre la localisation des travaux
- le métré doit être séparé par construction.

VII.10 Le mode de mesurer :

Le métré conduit à évaluer un certain volume de travaux, ou plus exactement une certaine quantité de travaux, à partir de prix unitaires.

Il importe donc, avant tout, d'évaluer cette quantité de travaux, de la mesurer.

Le mesurage se fait sur plan (avant métré). Le détail des ouvrages correspond toujours à, une décomposition géométrique de lignes, de surfaces, de volumes ; préparée sur plans, repérée sur place.

VII.11 Les facteurs influant sur la qualité des estimations :

- Planification et qualité des objectifs
- Facteur humain
- Structure et organisation du projet
- Facteurs extérieurs au projet
- Gonflement des estimations

VII.12 Le diagramme de Gantt :

Le diagramme de Gantt est utilisé en gestion de projet, est l'un des outils les plus efficaces pour représenter visuellement l'état d'avancement des différentes activités (tâches) qui constituent un projet. La colonne de gauche du diagramme énumère toutes les tâches à effectuer, et la ligne d'en-tête représente les unités de temps les plus adaptées au projet (jours, semaines, mois).

Chaque tâche est matérialisée par une barre horizontale, dont la position et la longueur représentent la date de début, la durée et la date de fin.

En résumé, un diagramme de Gantt répertorie toutes les tâches à accomplie pour mener le projet à bien, et indique la date à laquelle ces tâches doivent être effectuées (le planning).

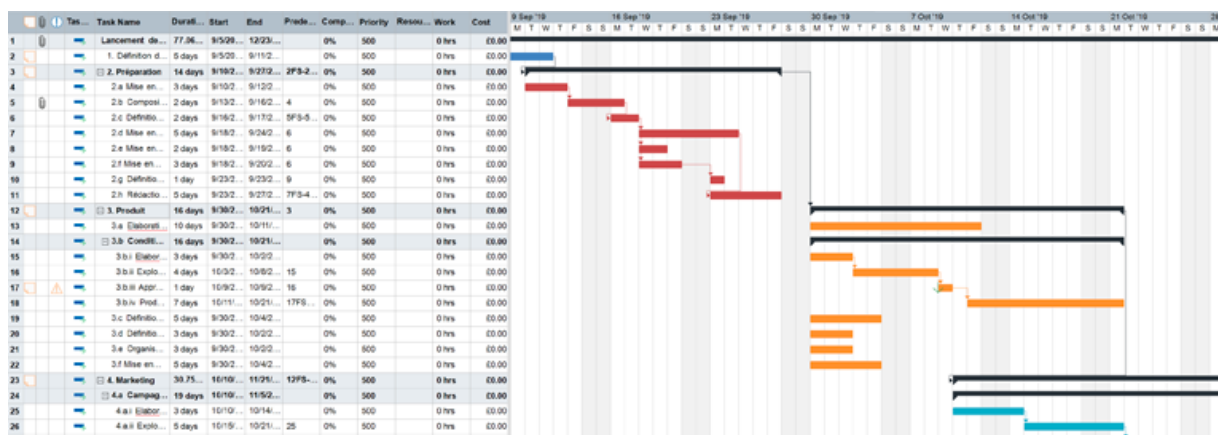
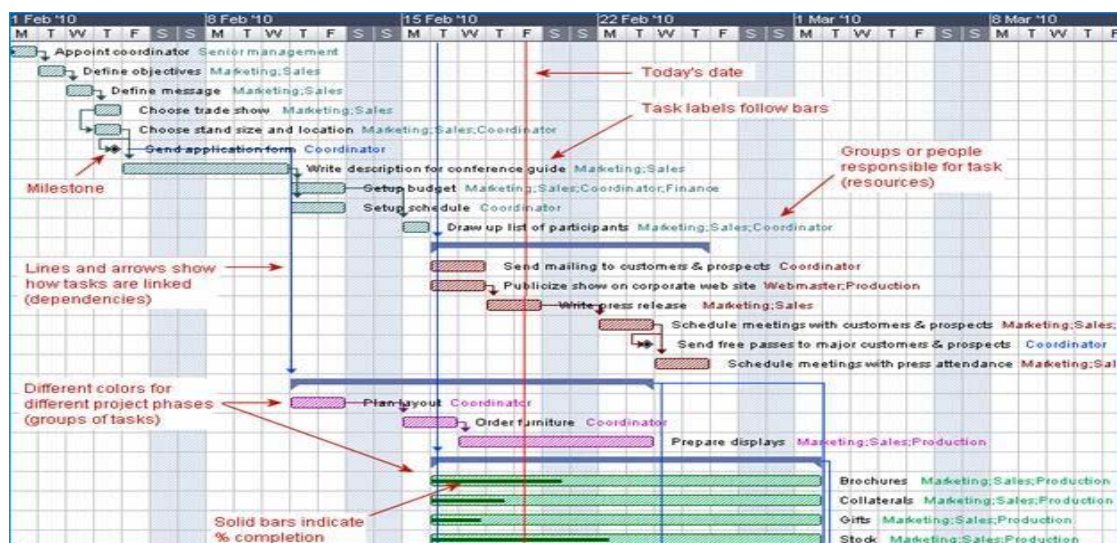


Figure 32: Diagramme de gantt



VII.13 Les étapes du diagramme de Gantt :

VII.13.1 Définir les taches du projet :

Estimer la durée des taches :

Le temps prévu pour chaque intervention est une donnée importante pour la planification. On choisit l'unité la plus pertinente: heure, jour, semaine, suivant le projet et conservez la même référence pour l'ensemble du tableau.

Identifier les interactions entre chaque activité

Certaines tâches ne peuvent être menées qu'après la fin ou le début d'une autre. Par ailleurs, d'autres sont traitables en parallèle.

Il convient donc d'identifier les dépendances. Il s'agit de la phase d'ordonnancement.

VII.13.2 Types de dépendance :

Fin à fin (FF) : les 2 tâches doivent se terminer en même temps

Fin à début (FD) : une tâche ne peut débuter que lorsque la précédente sera terminée. Il s'agit du mode d'enchaînement standard.

Début à fin (DF) : une tâche ne peut pas se terminer tant que la précédente n'a pas démarré.

Début à début (DD) : une tâche ne peut débuter que si la précédente a démarré

Affecter les ressources :

Définir les ressources aussi bien humaines que matérielles affectées à chaque tâche. Cette donnée est utile lorsqu'il est nécessaire d'effectuer un suivi précis de l'allocation des ressources.

VII.14 Devis quantitatif et estimatif :

Tableau 66: Devis quantitatif et estimatif

GROS ŒUVRES					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U	Montant
<u>01/Terrassement:</u>					
1-1	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	125.00	300.00	37 500.00
1-2	Fouilles tous types dans un terrain meuble ou compacte y.compris mise en dépôt N°02 et toutes sujétions d'exécution	m ³	225.00	1 000.00	225 000.00
1-3	Plus value sur terrain rocheux .compris mise en dépôt N°02 et toutes sujétions d'exécution	m ³	130.00	2 000.00	260 000.00
1-4	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	36.00	800.00	28 800.00
1-5	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	65.00	1 300.00	84 500.00
1-6	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	445.00	500.00	222 500.00
				S/Total 01	858 300.00
<u>02/Béton armé en Fondation:</u>					
2-1	Gros Béton de remplissage dosé à 250 kg en plein fouilles y. Compris nettoyage et toutes sujétions d'exécution.	m ³	17.70	8 000.00	141 600.00
2-2	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	20.90	8 000.00	167 200.00
2-3	Béton banché pour rattrapage des niveaux sous longrine dosé à 250 kg / m ³ y compris coffrage, décoffrage, nettoyage et toutes sujétions d'exécution	m ³	9.80	10 000.00	98 000.00
2-4	Béton banché légèrement armé pour rattrapage des niveaux sous longrine dosé à 250 kg / m ³ y compris coffrage, décoffrage, nettoyage et toutes sujétions d'exécution	m ³	1.20	12 000.00	14 400.00

Chapitre VII : Etude économique

2-5	Exécution des plots en gros béton y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, vibration et toutes sujétions d'exécution	m ³	4.80	10 000.00	48 000.00
2-6	Béton armé dosé à 350kg/M ³ pour semelles y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration, 02 couches de FLINKOT et toutes sujétions d'exécution	m ³	85.00	33 000.00	2 805 000.00
2-7	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	8.10	33 000.00	267 300.00
2-8	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	1.70	35 000.00	59 500.00
2-9	Béton armé dosé à 350kg/M ³ pour longrines y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration, 02 couches de FLINKOT et toutes sujétions d'exécution	m ³	15.30	33 000.00	504 900.00
2-10	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	2.80	32 000.00	89 600.00
2-11	Hérissos nage sous dalle flottante en pierre sèche ép.=0.15m y compris compactage et arrosage et toutes sujétions.	m ²	230.00	1 000.00	230 000.00
2-12	Plate forme en Béton légèrement armée dosé à 250kg/M ³ coulée sur hérissos 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	160.00	1 200.00	192 000.00
2-13	Dallage solidaire en Béton légèrement armée dosé à 350kg/M ³ coulée sur hérissos nage ep=10cm y/c, armature et armature en treillis soudé avec isolation en film polyane et toutes sujétions d'exécution	m ²	70.00	1 400.00	98 000.00
				S/Total 02	4 715 500.00
GROS OEUVRES (Suite)					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
	<u>03/ Béton armé en Elévation:</u>				
	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:				
3-1	Poteaux	m ³	58.00	34 000.00	1 972 000.00
3-2	Poutres, Chainages et bandes noyées	m ³	114.00	33 000.00	3 762 000.00

Chapitre VII : Etude économique

3-3	Escalier, paillasse et poutres palière	m ³	15.80	33 000.00	521 400.00
3-4	Mur voile	m ³	60.00	35 000.00	2 100 000.00
3-5	Linteau, Appuis de baies, Bandeaux de rive, Corniche et élément décoratifs tous types	m ³	33.00	20 000.00	660 000.00
3-6	Poteaux Raidisseurs	m ³	9.20	26 000.00	239 200.00
3-7	dalle pleine et corniche d'évacuation	m ³	31.20	32 000.00	998 400.00
3-8	Acrotère et Pergolas	m ³	15.80	28 000.00	442 400.00
3-9	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	1 210.00	3 400.00	4 114 000.00
				S/Total 03	14 809 400.00
	04/Maçonnerie Int et Extérieur				
4-1	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 y. Compris toutes sujétions d'exécution..	m ²	1 100.00	2 300.00	2 530 000.00
4-2	Mur intérieur de 20 cm en briques creuses au mortier de ciment y compris toutes sujétions d'exécution..	m ²	215.00	1 800.00	387 000.00
4-3	Mur intérieur de 15 cm en briques creuses au mortier de ciment y compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	885.00	1 800.00	1 593 000.00
4-4	Mur intérieur de 10 cm en briques creuses au mortier de ciment y compris toutes sujétions d'exécution..	m ²	530.00	1 100.00	583 000.00
4-5	Enduits extérieurs monocouche appliqué avec machine a projection sur maçonnerie ou béton epaisseur 02 cm y compris rebouchages des trous, preparation du support et toutes sujétions d'exécution.	m ²	1 650.00	2 500.00	4 125 000.00
4-6	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	430.00	2 500.00	1 075 000.00
4-7	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	540.00	2 200.00	1 188 000.00
4-8	Enduits intérieurs sur mur (exécuter avec arretes) lisse au mortier de ciment en trois couches y compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	1 525.00	850.00	1 296 250.00

Chapitre VII : Etude économique

4-9	Enduits intérieurs sous plafond lisse au mortier de ciment en trois couches y.compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	655.00	900.00	589 500.00
4-10	Enduits intérieurs en plâtre sur mur appliqué avec machine a projection ep 02 cm y.compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	875.00	900.00	787 500.00
4-11	Enduits intérieurs en plâtre sous plafond appliqué avec machine a projection ep 02 cm y.compris toutes sujétions d'exécution.	m ²	550.00	1 000.00	550 000.00
4-12	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'exécution.	U	10.00	50 000.00	500 000.00
4-13	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, y,c 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	2.00	200 000.00	400 000.00
4-13	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	12.00	1 500.00	18 000.00
4-14	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	165.00	1 100.00	181 500.00
				S/Total 04	15 803 750.00
GROS OEUVRES (Suite)					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
	<u>05/Revêtement des Sols , Murs & faux-plafond</u>				
5-1	F&P de carreau monocouche en granite reconstituer 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 blanc et toutes sujétions d'exécution.	m ²	205.00	2 700.00	553 500.00
5-2	F&P de compactaux 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	685.00	2 500.00	1 712 500.00

Chapitre VII : Etude économique

5-3	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	275.00	2 200.00	605 000.00
5-4	F&P de careaux de sols anti derapant 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	175.00	2 700.00	472 500.00
5-5	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	810.00	2 500.00	2 025 000.00
5-6	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	265.00	2 200.00	583 000.00
5-7	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	275.00	1 500.00	412 500.00
5-8	Fourniture et mise en place de 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,	m ²	88.00	2 200.00	193 600.00
5-9	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/m ³ et toutes sujétions d'exécution.	m ²	70.00	3 500.00	245 000.00
5-10	F&P Plinthes en terre cuite vernissée de couleur y.compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.	ml	1 125.00	500.00	562 500.00
5-11	F.P d'apuis de fenetre en granito préfabriquées de qualité y.compris joint en ciment blanc et mortier de pose dosé à 300 kg/m ³ et toutes sujétions d'exécution.	m ²	12.00	3 500.00	42 000.00
				S/Total 05	7 407 100.00
	<u>06/Assainissement Int</u>				
	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				

Chapitre VII : Etude économique

6-1	* 60x60	U	8.00	12 000.00	96 000.00
6-2	* 80x80	U	6.00	15 000.00	90 000.00
6-3	F&P de buses en PVC PN 04 Ø160 y.c fouilles,remblai,lit de sable et toutes sujétions d'exécution	ml	15.00	1 500.00	22 500.00
6-4	F&P de buses en PVC PN 04 Ø250 y.c fouilles,remblai,lit de sable et toutes sujétions d'exécution	ml	55.00	2 500.00	137 500.00
6-5	F&P de buses en PVC PN 04 Ø315 y.c fouilles,remblai,lit de sable et toutes sujétions d'exécution	ml	25.00	3 000.00	75 000.00
				S/Total 06	421 000.00
GROS OEUVRES (Suite)					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
	<u>07/Evacuation intérieure</u>				
7-1	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	54.00	650.00	35 100.00
7-2	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	162.00	650.00	105 300.00
7-3	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	120.00	400.00	48 000.00
7-4	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	48.00	300.00	14 400.00
7-5	F&P de siphon de sol complet avec grille en PVC (01°choix de couleur gris) (Ø = 40mm) de dim = 15x15cm	U	20.00	1 500.00	30 000.00
7-6	F&P de siphon de sol complet avec grille chromé (Ø = 40mm) de dim = 10x10cm	U	28.00	1 800.00	50 400.00
				S/Total 07	283 200.00
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
	<u>08/Etanchéité</u>				
8-1	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	318.00	1 800.00	572 400.00

Chapitre VII : Etude économique

8-2	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	98.00	800.00	78 400.00
8-3	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'execution.	m ²	318.00	1 800.00	572 400.00
8-4	F/P Relevé d'étanchéité en palaxalumin H = 60cm y / c couche d'imprégnation a séchage rapide et toutes sujétions d'execution.	ml	135.00	1 200.00	162 000.00
8-5	F et P de gravillion roulé 15/20 sur ep de 5cm pour protection d'étanchéité	m ²	318.00	300.00	95 400.00
8-6	F et P de gargouille en plombe lamine y.c carapaudine, mise en œuvre et toutes sujétions d'execution.	U	6.00	1 500.00	9 000.00
				S/Total 08	1 489 600.00
	Total GROS OEUVRES en H.T (01+02+03+04+05+06+07+08)				45 787 850.00
	MENUISERIE				
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
	<u>01/MENUISERIE BOIS:</u>				
9-1	F&P de Portes en bois Stratifier de qualité à 01 vantaail type P1 de dim 0,94 x 2,17m pour chambre y.compris cadre de Dim 7/7cm,baguette de cadrillage, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions	U	28.00	25 000.00	700 000.00
9-2	F&P de Portes en bois Stratifier de qualité à 01 vantaail avec Oculus type P1 de dim 0,94 x 2,17m pour cuisine y.compris cadre de Dim 7/7cm ,baguette de cadrillage, chambranle, quincaillerie, deux grille de ventilation en PVC et toutes sujétions.	U	12.00	25 000.00	300 000.00
9-3	F&P de Portesen 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 cadrillage, chambranle, quincaillerie et toutes sujétions.	U	12.00	45 000.00	540 000.00
9-4	F&P de Portes en bois Stratifier de qualité à 01 vantaail avec Oculus type P4 de dim 0,74 x 2,17m pour SDB et WC y.compris cadre de Dim 7/7cm,,baguette de cadrillage chambranle, quincaillerie, deux grille de ventilation en PVC et toutes sujétions.	U	27.00	25 000.00	675 000.00
9-5	F&P de Portes en bois pour placard de chambrs 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	1.00	12 000.00	12 000.00

Chapitre VII : Etude économique

9-6	F&P de Portes en bois pour placard de chambrs 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	2.00	11 000.00	22 000.00
9-7	F&P de Portes isoplane pour gaine technique (Gaz, Eau, Tel & Électricité) 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	15.00	5 000.00	75 000.00
				S/Total 01	2 324 000.00
	<u>02/MENUISERIE METALLIQUE</u>				
9-8	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	1.00	50 000.00	50 000.00
9-9	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	10.00	100 000.00	1 000 000.00
9-10	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	12.00	48 000.00	576 000.00
9-11	F&P de porte métallique 1,20x2,80 type SONALGAZ pour armoire électrique générale située au RDC y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	U	1.00	17 000.00	17 000.00
9-12	F&P de Trappes d'accès terrasse Dim : 0,80x0,80 m y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	U	1.00	10 000.00	10 000.00
9-13	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	71.00	4 000.00	284 000.00
9-14	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	52.00	5 000.00	260 000.00
				S/Total 02	2 197 000.00
	MENUISERIE (Suite)				
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
	<u>03/MENUISERIE ALUMINIUM</u>				
9-15	F&P de fenetre en ALU coulissante composé de :	U	4.00	30 000.00	120 000.00

Chapitre VII : Etude économique

	- 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 sujestion de bonne exécution				
9-16	F&P de fenetre en ALU ouvrante a la francaise composé de:	U	36.00	35 000.00	1 260 000.00
	- dimension 120*140 Type FA 2				
	- 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 sujestion de bonne exécution				
9-17	F&P de fenetre en ALU ouvrante a la francaise composé de:	U	4.00	34 000.00	136 000.00
	- dimension 100*140 Type FA 3				
	- 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 sujestion de bonne exécution				
9-18	F&P de fenetre en ALU ouvrante a la francaise composé de:	U	4.00	30 000.00	120 000.00
	- dimension 80*140 Type FA 4				
	- 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 sujestion de bonne exécution				
9-19	F&P de fenetre vasistate en ALU pour SDB composé de :	U	30.00	5 500.00	165 000.00
	- 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 tous sujestion de				

Chapitre VII : Etude économique

	bonne exécution				
9-20	F&P de porte fenetre en ALU a deux vantaux ouvrante a la francaise composé de	U	16.00	65 000.00	1 040 000.00
	dimension 1,20*2,20 type PFA1				
	- 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 sujestion de bonne exécution				
9-21	F&P de porte fenetre en ALU a simple vantau ouvrante a la francaise composé de :	U	8.00	45 000.00	360 000.00
	dimension 0,85*2,20 type PFA2				
	- 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 sujestion de bonne exécution				
9-22	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	10.00	40 000.00	400 000.00
				S/Total 03	3 601 000.00
	Total MENUISERIE en H.T (1) + (2) +(3)				8 122 000.00
	ELECTRICITE				
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
10-1	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)				
	* 1 boite de dérivation en plastique encastré dim,(25x20)				
	* 1 Disjoncteur différentiel bipolaire 220 V 10/32A				
	* 1 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de				

Chapitre VII : Etude économique

	20A				
	* 7 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 16A				
	* 6 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 10A				
	* 1 Disjoncteur télérupteur	U	10.00	35 000.00	350 000.00
10-2	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)				
	* 1 boîte de dérivation en plastique encastré dim,(25x20)				
	* 1 Disjoncteur différentiel bipolaire 220 V 10/32A				
	* 2 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 20A				
	* 8 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 16A				
	* 9 Disjoncteur divisionnaire unipolaire de 10A				
	* 3 Disjoncteur télérupteur	U	2.00	35 000.00	70 000.00
10-3	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 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	U	9.00	16 000.00	144 000.00
10-4	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	64.00	1 500.00	96 000.00
10-5	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	99.00	1 200.00	118 800.00

Chapitre VII : Etude économique

10-6	F&P d'interrupteur double allumage encastré y compris gaines ,fileries(1,5mm ²) ,boite d'encastrement , branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	13.00	1 200.00	15 600.00
10-7	F&P bouton poussoir encastré pour télérupteur y compris gaines ,fileries(1,5mm ²) ,boite d'encastrement , branchement et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	40.00	1 200.00	48 000.00
10-8	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	72.00	1 300.00	93 600.00
10-9	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	134.00	1 200.00	160 800.00
10-10	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	64.00	1 200.00	76 800.00
10-11	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	312.00	1 500.00	468 000.00
10-12	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	28.00	1 100.00	30 800.00
10-13	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 en œuvre et de bonne exécution .	U	24.00	1 100.00	26 400.00
10-14	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	14.00	3 000.00	42 000.00
ELECTRICITE (suite)					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant

Chapitre VII : Etude économique

10-15	F&P reglette 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	12.00	2 000.00	24 000.00
10-16	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	12.00	1 300.00	15 600.00
10-17	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	240.00	750.00	180 000.00
10-18	Mise à la terre du bloc y compris piquet de terre, colonne montante, conducteur en cuivre de 1x28mm ² (longueur 20ml, avec sable et avertisseur), barrette de coupure et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	1.00	10 000.00	10 000.00
10-19	F&P Minuterie complet y compris gaines ,fileries(1,5mm ²) ,boites d'encastements , branchement, Disjoncteur bipolaire 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 .	U	1.00	40 000.00	40 000.00
10-20	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	1.00	180 000.00	180 000.00
	Total ELECTRICITE en H.T				2 190 400.00
	PLOMBERIE SANITAIRE, AEP & GAZ				
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
	<u>AEP:</u>				
11-1	F&P de siège à la turque encastré 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	14.00	8 000.00	112 000.00

Chapitre VII : Etude économique

11-2	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	14.00	20 000.00	280 000.00
11-3	F&P d'évier de cuisine en inox à un bac y, compris siphon complet , PVC Ø 40mm, branchement a la descente et toutes sujétions	U	12.00	12 000.00	144 000.00
11-4	F&P de Baignoire en acier vitrifiée de dim = 1,50x0,7 m y,c murette en briques avec trape de nétoyage, siphon complet Ø 40mm , branchement a la descente et toutes sujétions	U	12.00	14 000.00	168 000.00
	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 .				
11-5	- Ø 15/21	ml	110.00	400.00	44 000.00
11-6	- Ø 40/49	ml	30.00	800.00	24 000.00
	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 .				
11-7	Ø 16 type B Tmax = 95C°	ml	560.00	450.00	252 000.00
11-8	Ø 20 type B Tmax = 95C°	ml	180.00	550.00	99 000.00
11-9	F&P de vanne d'arrêt général Ø 40/49 y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	1.00	2 500.00	2 500.00
11-10	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 .	U	12.00	1 500.00	18 000.00
11-11	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	12.00	1 500.00	18 000.00
11-12	F&P de Robinet de puisage Ø 15/21 pour sechoire y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	12.00	1 100.00	13 200.00
11-13	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	14.00	1 300.00	18 200.00

Chapitre VII : Etude économique

PLOMBERIE SANITAIRE, AEP & GAZ (suite)					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
11-14	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	12.00	1 100.00	13 200.00
11-15	F&P de mélangeur pour évier de cuisine y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	12.00	4 000.00	48 000.00
11-16	F&P de mélangeur pour baignoir complet y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	12.00	5 000.00	60 000.00
11-17	F&P de mélangeur pour sale de bain complet y compris toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	2.00	4 000.00	8 000.00
	<u>Gaz:</u>				
	F&P de tuyauterie en cuivre qualité GAZ y. Compris pièces tous types ,raccords de branchement, colliers, fourreaux, soudure et toutes sujétions de fourniture, de mise en œuvre et de bonne exécution .				
11-18	- Ø 14/16	MI	72.00	700.00	50 400.00
11-19	- Ø 16/18	MI	100.00	750.00	75 000.00
11-20	- Ø 20/22	MI	110.00	1 000.00	110 000.00
11-21	- Ø 26/28	MI	30.00	1 400.00	42 000.00
11-22	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	12.00	2 000.00	24 000.00
11-23	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	12.00	2 000.00	24 000.00
11-24	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	48.00	800.00	38 400.00
	<u>Chauffage central:</u>				
11-25	F&P de Chaudiere mural 30000 W y compris , support, raccordements, branchement et toutes sujétions de pose de fixation , de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	2.00	12 000.00	24 000.00

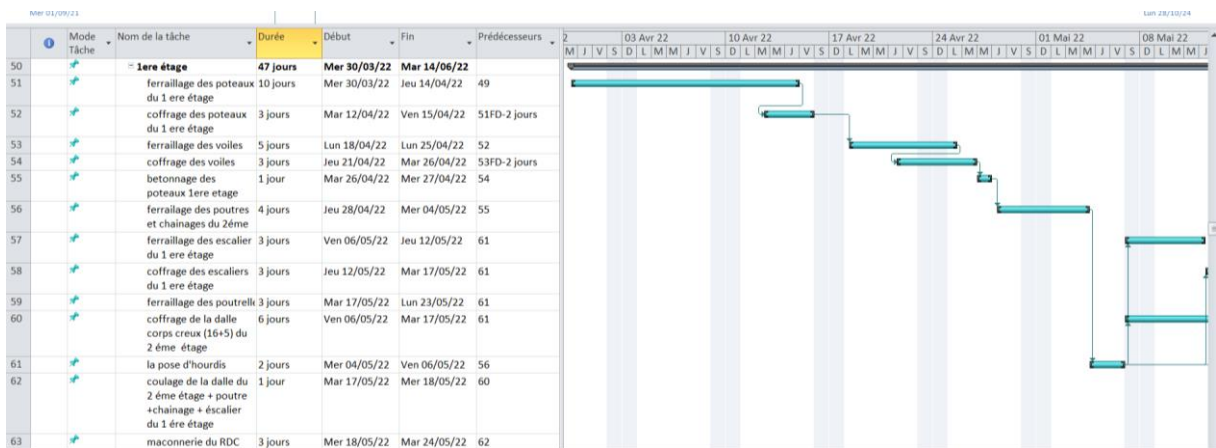
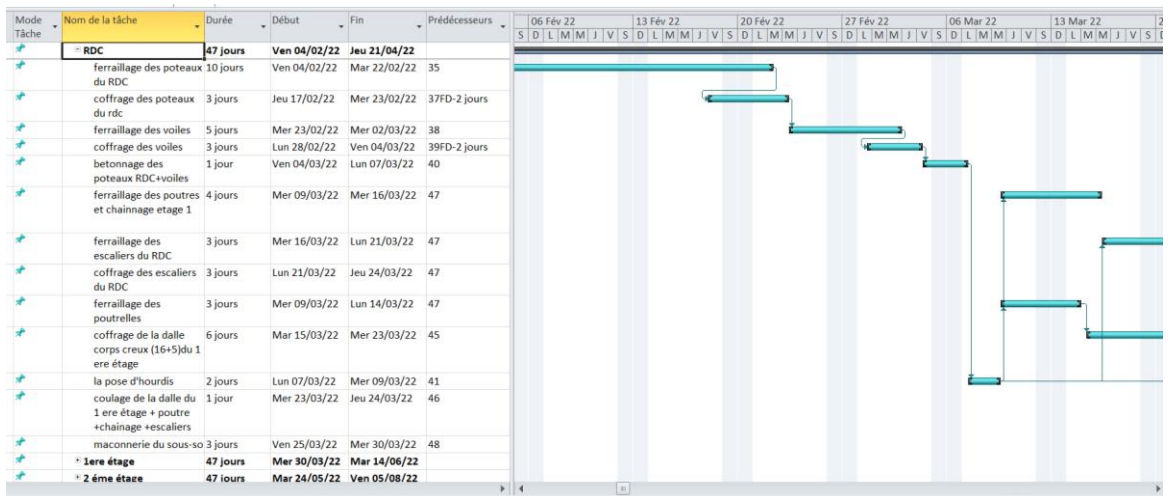
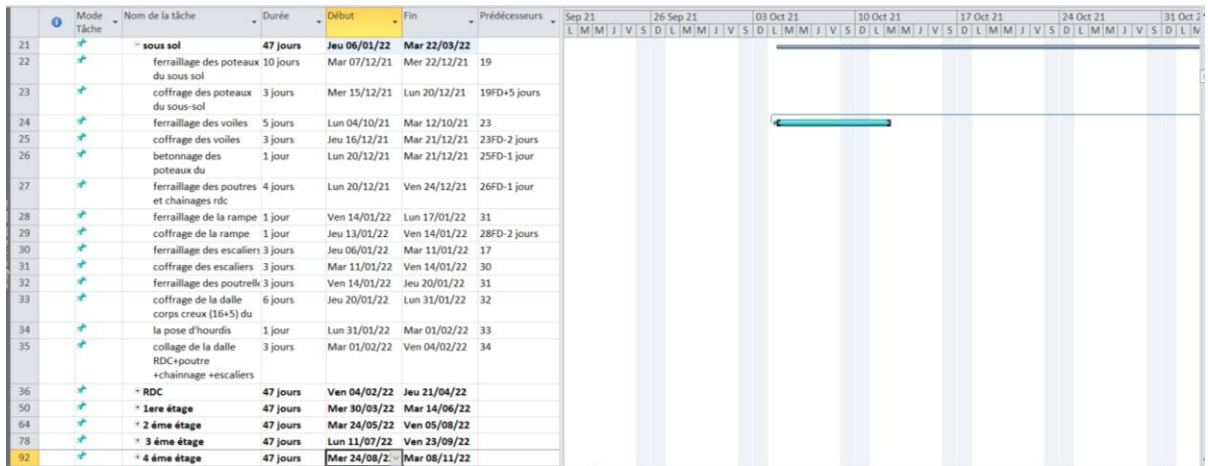
Chapitre VII : Etude économique

11-26	F&P de Chaudiere mural 24000 W y compris , support, raccordements, branchement et toutes sujétions de pose de fixation , de mise en œuvre et de bonne exécution .	U	10.00	90 000.00	900 000.00
	F&P de tube en multicouche PN = 1 MPA 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 pose de fixation , de mise en œuvre et de bonne exécution .				
11-27	Ø 16 type B Tmax = 95C°	MI	1 250.00	180.00	225 000.00
11-28	Ø 20 type B Tmax = 95C°	MI	345.00	200.00	69 000.00
	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.				
11-29	a- long 800 mm 24 elts	U	42.00	13 000.00	546 000.00
11-30	b- long 1200 mm 36 elts	U	12.00	16 000.00	192 000.00
11-31	Fourniture et pose de Radiateur sèche-serviettes 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	14.00	13 000.00	182 000.00
Montant Total PLOMBERIE SANITAIRE AEP , GAZ & Chauffage central: en H.T					3 823 900.00
Peinture					
N°	Désignation des Ouvrages	U	Quantité	Prix U.	Montant
12-1	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 .	m²	20.00	800.00	16 000.00
	F&P Peinture vinylique intérieur en 2 couches de toutes couleurs , couche d'impression, et toutes				

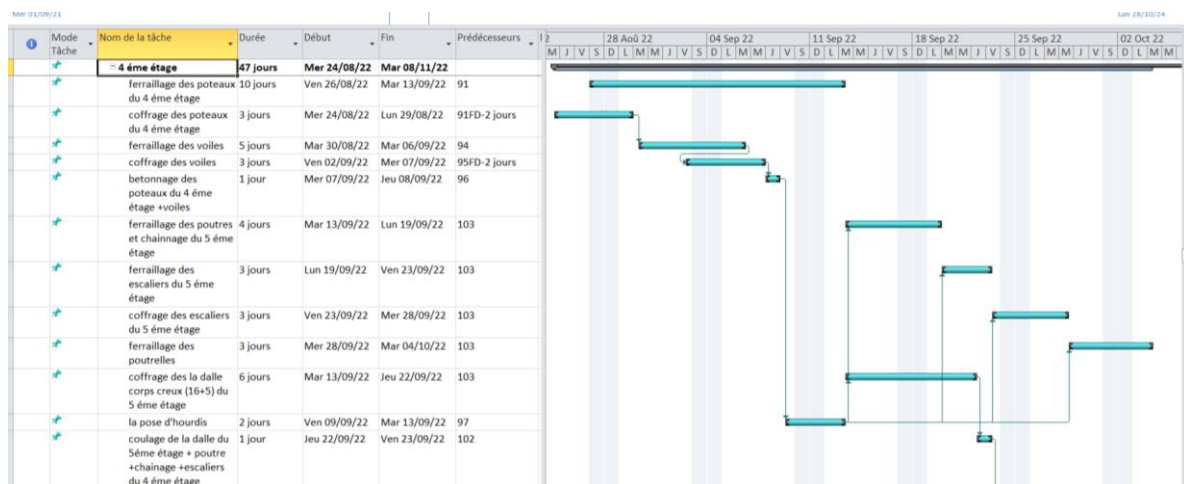
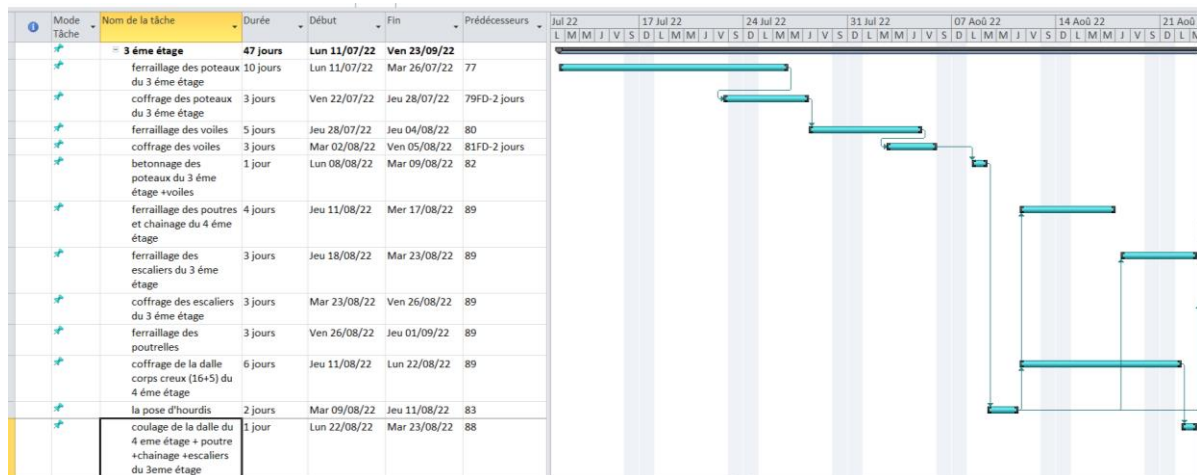
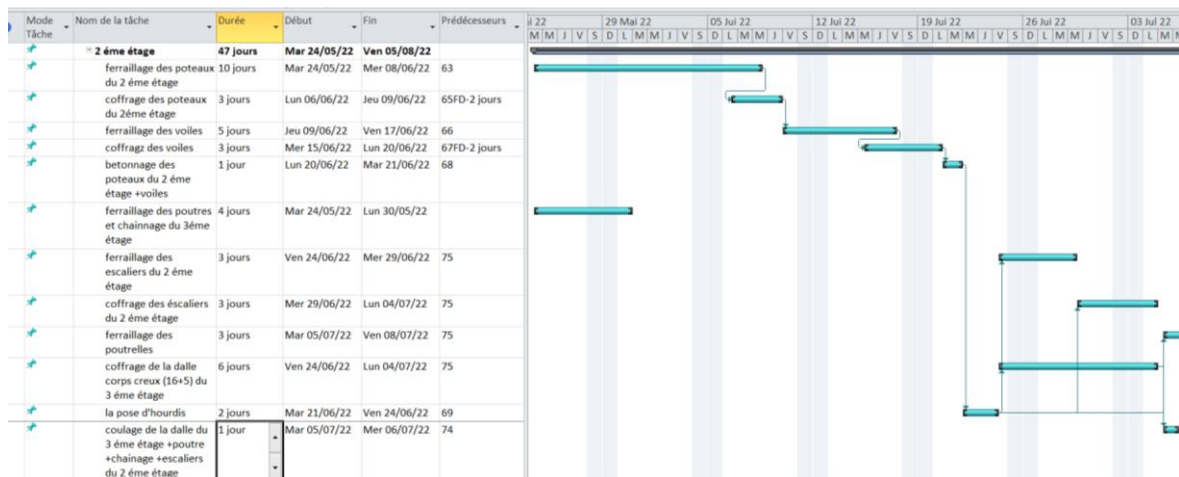
Chapitre VII : Etude économique

	sujétions d'exécution				
12-2	Sur mur	m ²	2 920.00	200.00	584 000.00
12-3	Sous plafond	m ²	1 110.00	250.00	277 500.00
	F&P Peinture laquée intérieur en 2 couches de toutes couleurs y.compris enduit, couche d'impression et toutes sujétions				
12-4	Sur mur	m ²	880.00	350.00	308 000.00
12-5	Sous plafond	m ²	370.00	400.00	148 000.00
12-6	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	370.00	350.00	129 500.00
12-7	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	380.00	350.00	133 000.00
12-8	F&P de verre simple de 4 mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution.	m ²	10.00	2 500.00	25 000.00
12-9	F&P de verre martelé de 6mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution.	m ²	7.00	3 000.00	21 000.00
12-10	F&P de verre armé de 6mm y compris mastic ainsi que toutes sujétions d'exécution.	m ²	6.00	4 000.00	24 000.00
12-11	Fourniture et pose de brique en verre (névada) 20x20cm hourdée au mortier de ciment blanc y compris fourniture et pose et toutes sujétions de bonne exécution,	u	80.00	400.00	32 000.00
	Montant Total Peinture en H.T				1 698 000.00
			Montant Total en H.T		61 622 150.00
			T.V.A 09 %		5 545 993.50
			Montant Total en T.T.C		67 168 143.50

Chapitre VII : Etude économique



Chapitre VII : Etude économique



VII.15 Estimation des couts et taches :

L'estimation du cout des taches se fait en introduisant deux paramètres, la durée et le cout de la tache aux ressources utilisées pour réaliser cette tache. Après l'introduction de toutes les informations(les taches avec leur durée) sur logiciel MS Project 2010 on obtient les résultats suivants :

La durée du projet est de 720 jours de travail.

Le début du projet est prévu le : 05/09/2021

La fin du projet est prévu le: 29/10/2024

VII.16 Planification :

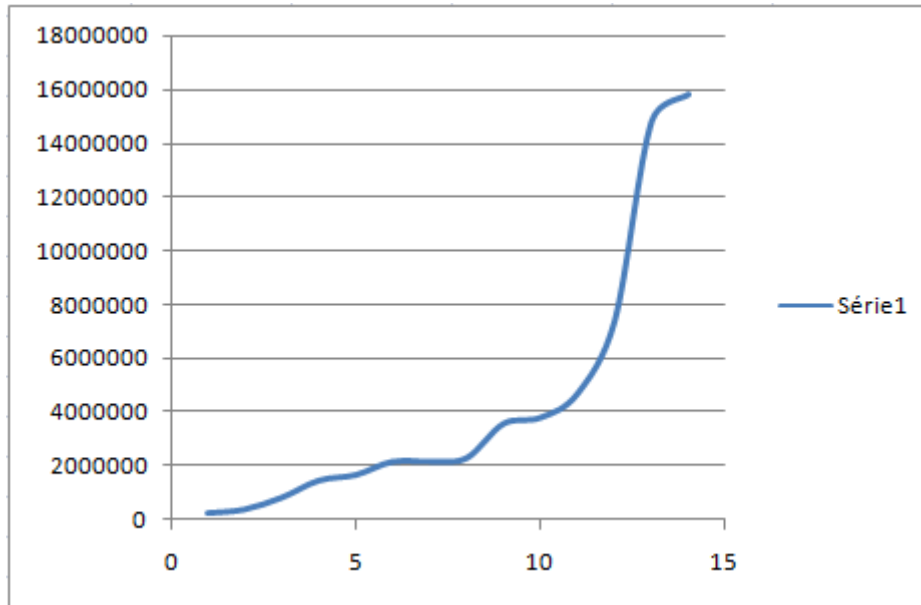


Figure 33: Courbe financière en S

VII.17 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 67200000 da et la durée de ce projet qui est 24 mois.

Conclusion générale

Nous ne mentionnons que pour mémoire les grands travaux de ce projet nous a permis d'explorer les différentes méthodes de constructions suivants les différents sols et nous accoutumé avec les différents logiciels (auto cade pour l'établissement des plans de construction avec les détails ; le calcul avec le SAP 2000 pour l'analyse de la structure ; et le logiciel de gestion Microsoft MS Project pour prévoir et organiser les couts et les délais).

Cette étude nous a permis de ressortir l'ossature importante dans ce bâtiment

- Le redimensionnement des éléments structuraux et secondaire nous a permis d'adopte un ferrailage qui convient a cette structure.
- La modélisation de la structure nous a permis de mieux connaitre les comportements de la structure vis-à-vis du séisme et de mieux choisir les dimensionnas des éléments de la structure si ils sont vérifier ou ils doivent être redimensionné.
- L'étude économique de ce projet nous a permis de faire une planification des délais et du coût qui est estimer a 67200000da, et la duré de ce projet qui est 24 mois.

Bibliographie

[**C.B.A.93**] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des structures en béton armé, 1993.

[**BAEL, 91**] Jean-Pierre Mouglin, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

[**D.T.R. B.C. 2.2**] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation,

[**R.P.A.99/VERSION2003**] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne 99, version 2003.

-MESSAOUDEN.S & HALHALIA, «ÉTUDE TECHNIQUE ET MANAGERIALE D'UN BATIMENT « SOUS SOL + RDC +10 ETAGES A ORAN», Chetouane, Tlemcen, Master en génie civil, 2018, Faculté de technologie.

-K. ZEBIRI, I. SALHI ÉTUDE STRUCTURELLE D'UN BÂTIMENT EN BÉTON ARMÉ « 2 Sous-sols R+15 ÉTAGES » A USAGE MULTIPLE, Chetouane, Tlemcen, Master en génie civil, 2016, Faculté de technologie.

-Google Maps.

Logiciels

SAP2000 V14.2.4

MSE99

Microsoft Excel 2007

Microsoft MS-Project 2010

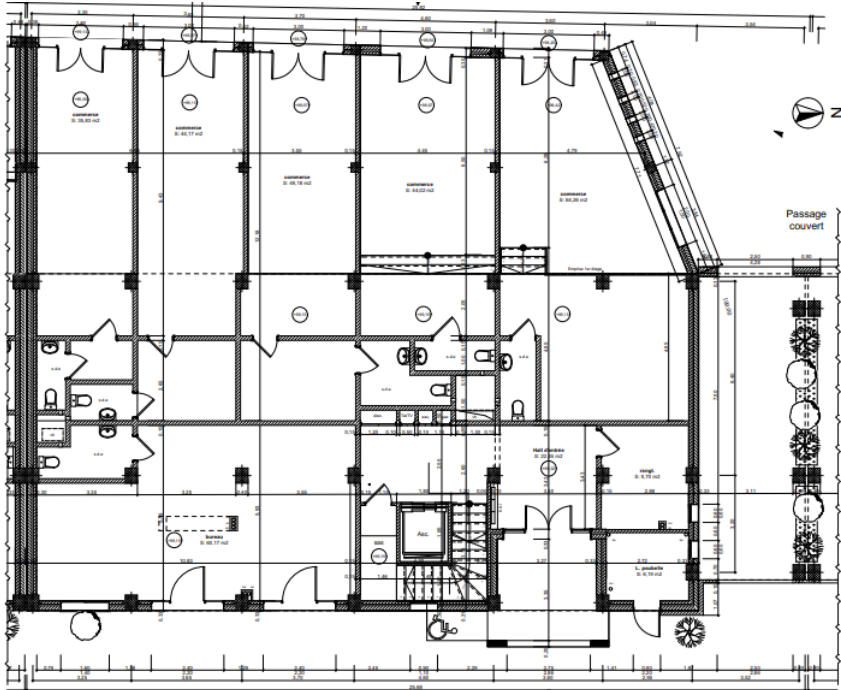
Auto desk AUTOCAD 2013

SAFEV 12

Annexe 1
Les plans architecturaux

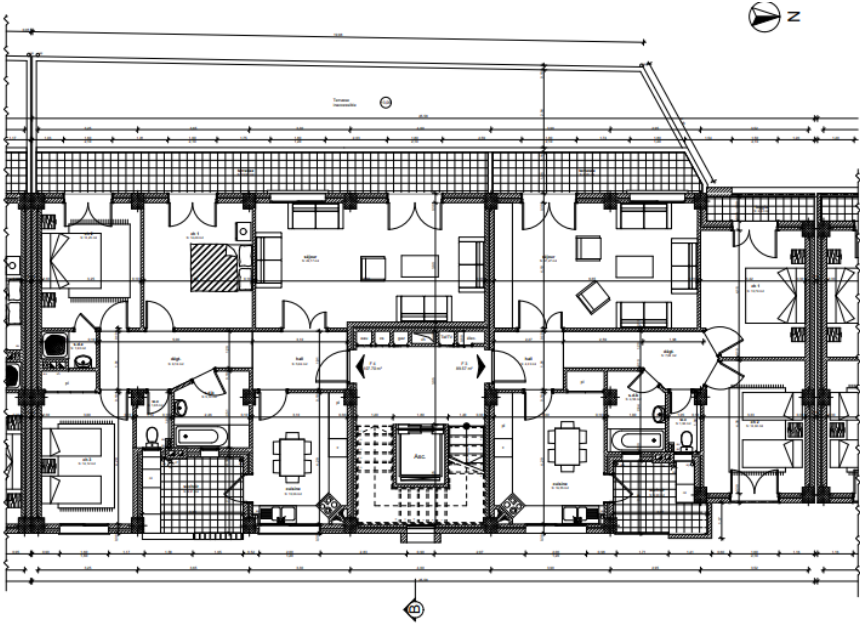
Annexe

Plan RDC



Niveau d'ouvrage/Niveau d'ouvrage décalé	
C.N.E.P.A.F.W.T	
PC	Construction de 52 logements promotionnels zone : CAMP DE TR
BLOC B - PLAN REZ-DE-CHAUSSEE	ECH 1/50 01
Niveau d'ouvrage	Vide

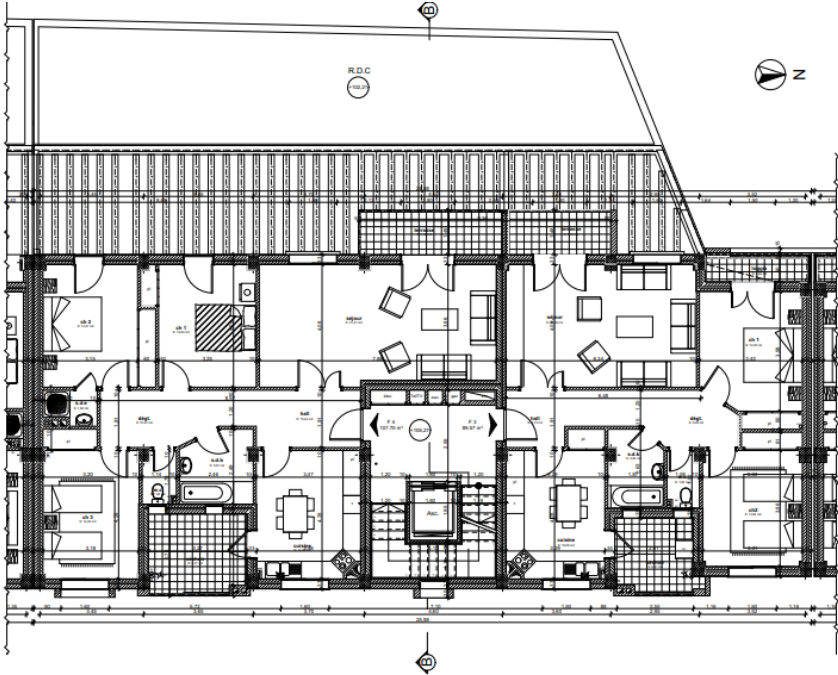
Plan 1^{ère} étage :



Niveau d'ouvrage/Niveau d'ouvrage décalé	
C.N.E.P.A.F.W.T	
PC	Construction de 52 logements promotionnels zone : CAMP DE TR
BLOC B - PLAN 1 ^{ER} ETAGE	ECH 1/50 02
Niveau d'ouvrage	Vide

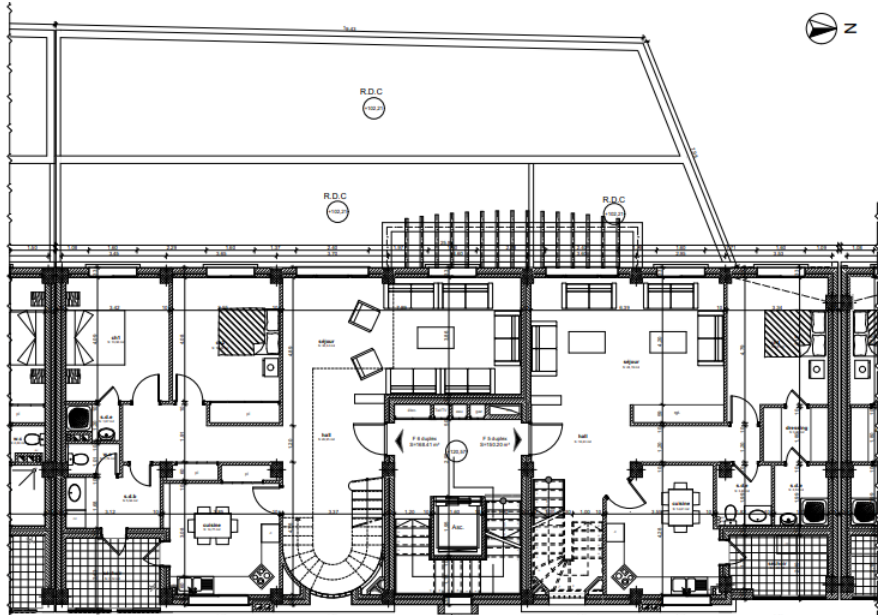
Annexe

Plan 2 au 7^{ème} étage :



<small>Membre d'Association/Membre d'Association Adhérent</small> C.N.E.P.A.F.M.T.		
PC	Construction de 52 logements promotionnels <small>ZONN - CHAMP DE TR.</small>	
BLOC B - PLAN 2 ^{ème} AU 7 ^{ème} ETAGE	ECH 1/50	03
<small>Membre d'Association</small>	N°	N°

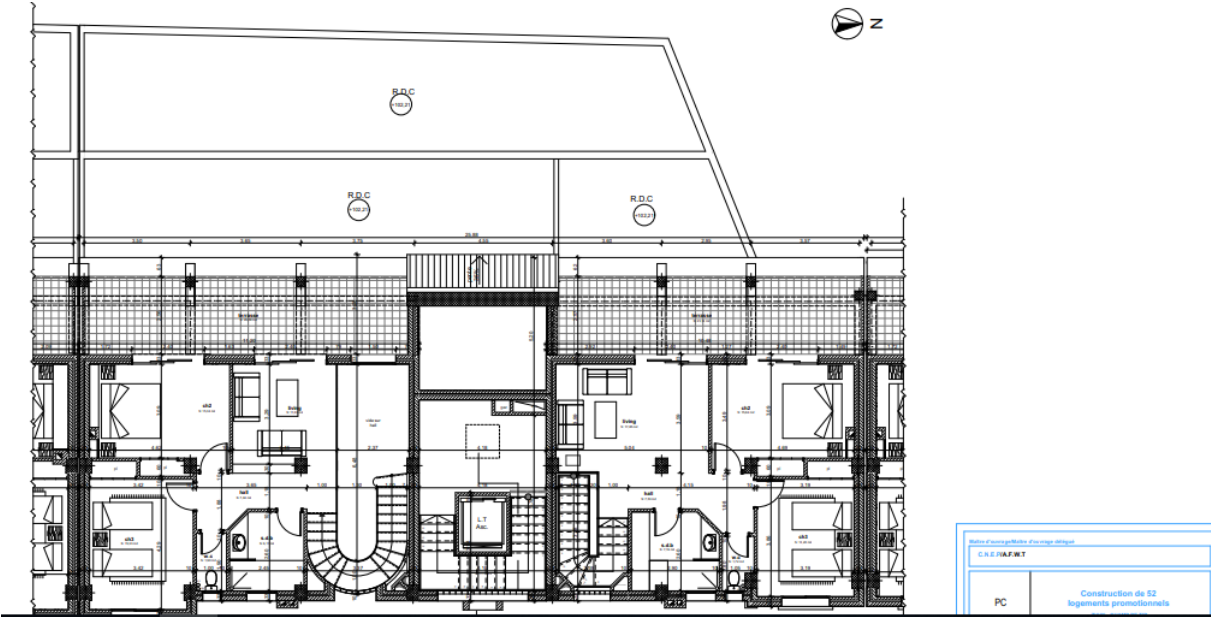
Plan 8^{ème} étage :



<small>Membre d'Association/Membre d'Association Adhérent</small> C.N.E.P.A.F.M.T.		
PC	Construction de 52 logements promotionnels	

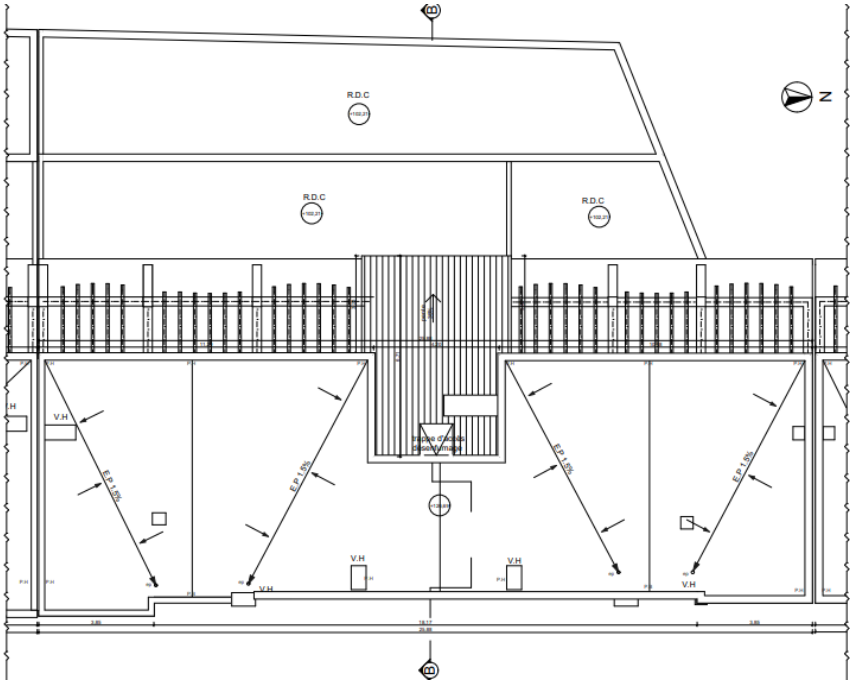
Annexe

Plan 9 ème étage :



Bâtiment / Projet / Niveau / Étage / Niveau	
C.N.E.P.A.F.W.T	
PC	Construction de 52 logements promotionnels

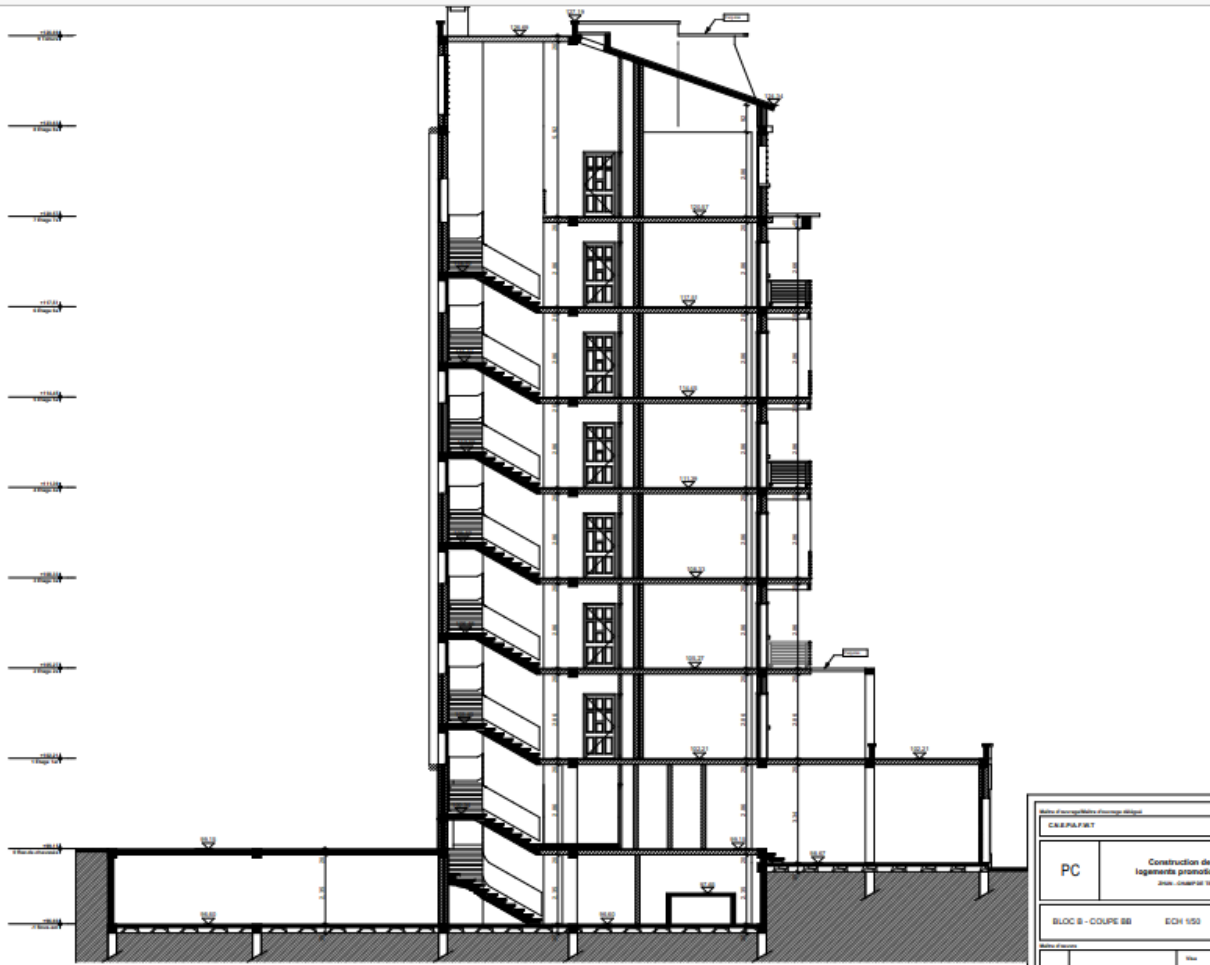
Plan de toiture :



Bâtiment / Projet / Niveau / Étage / Niveau	
C.N.E.P.A.F.W.T	
PC	Construction de 52 logements promotionnels
BLOC B - PLAN TOITURE ECH 1/50	
06	
Date d'impression	
Vite	

Annexe

Plan coupe BB :



Plan façade Est :

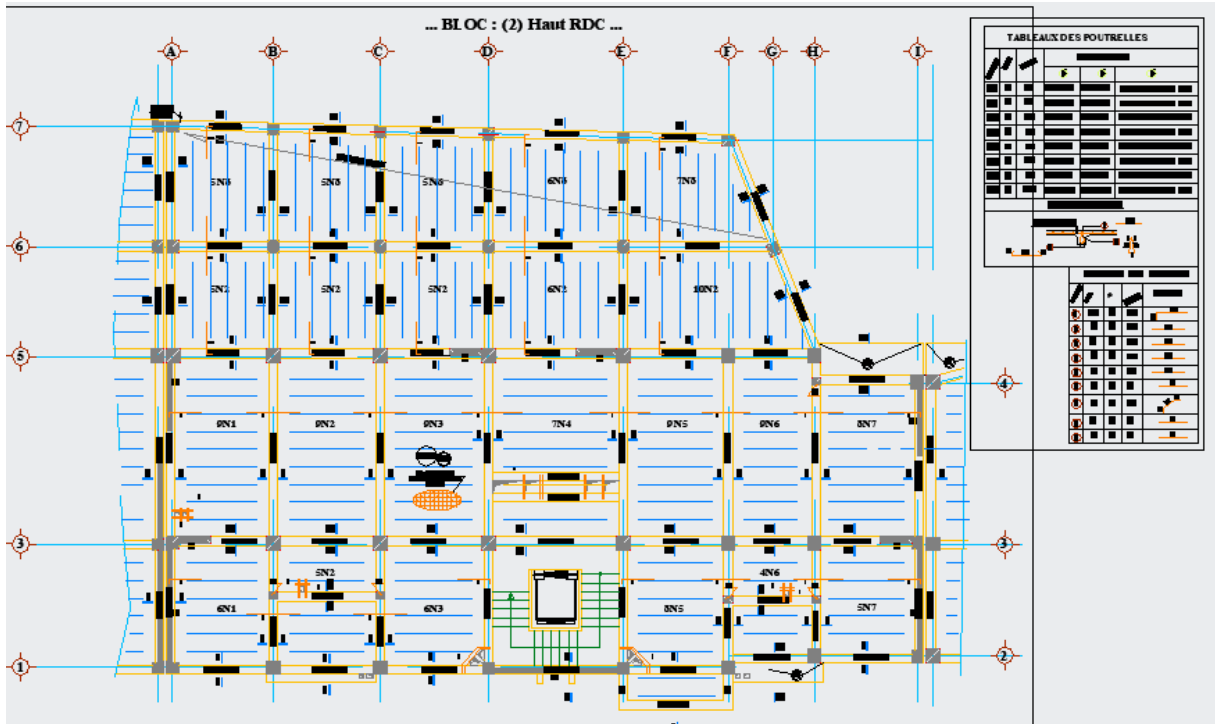


Plan façade Ouest

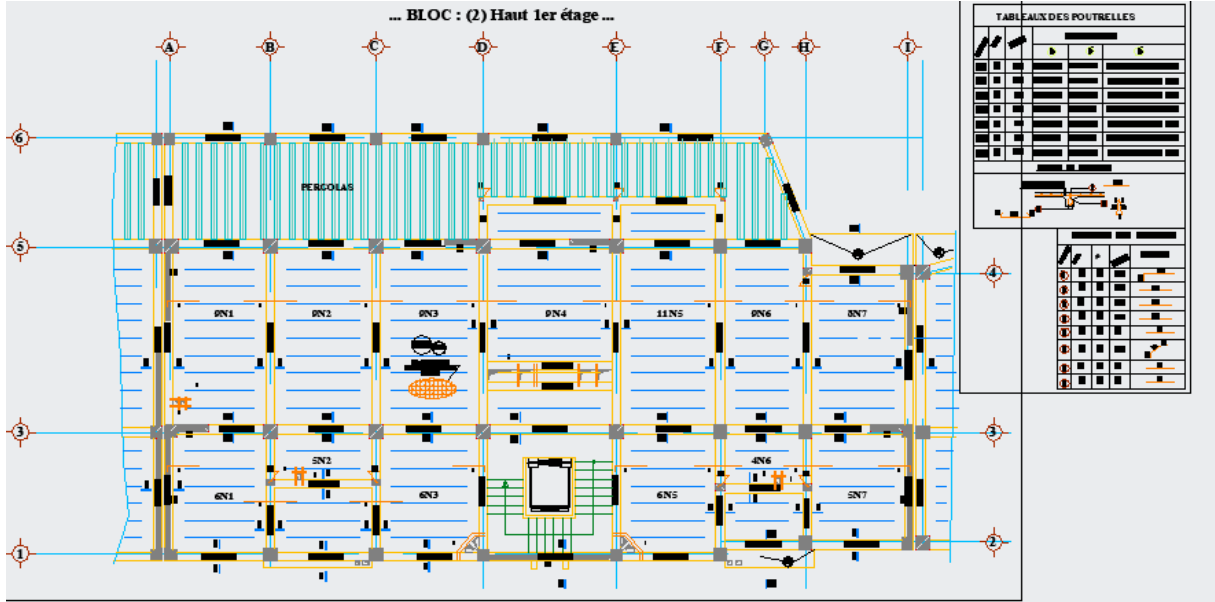


Annexe 2
Les plans de génie civil

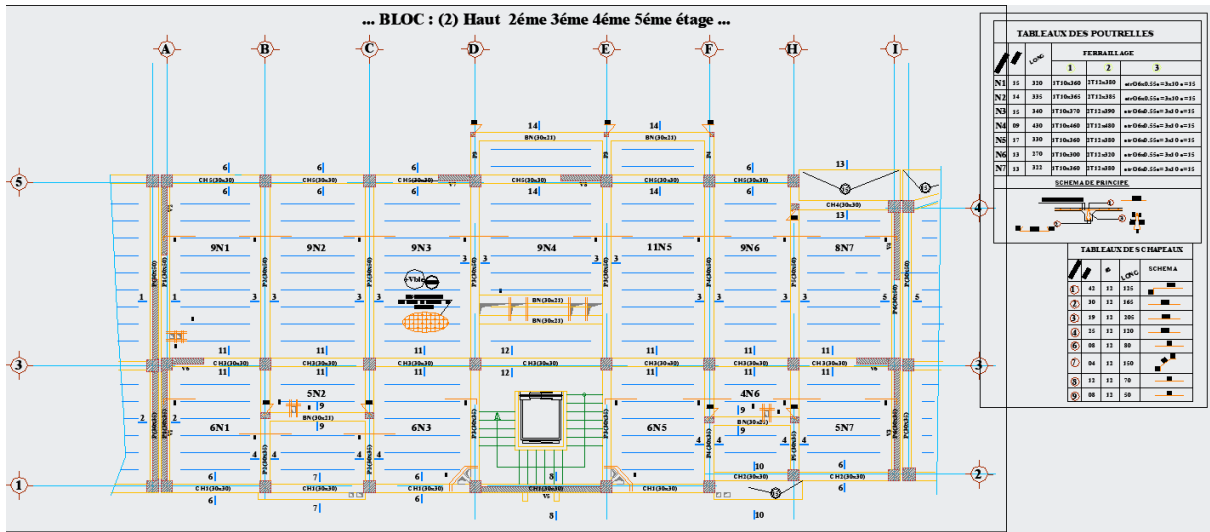
Plan de coffrage ferrailage RDC :



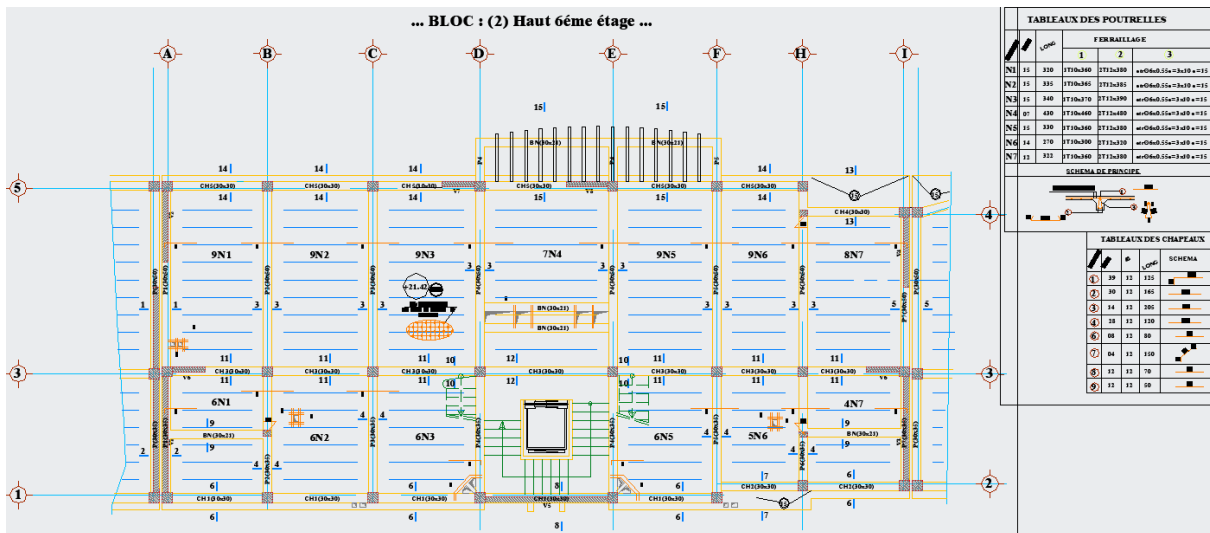
Plan coffrage ferrailage du 1^{ere} étage :



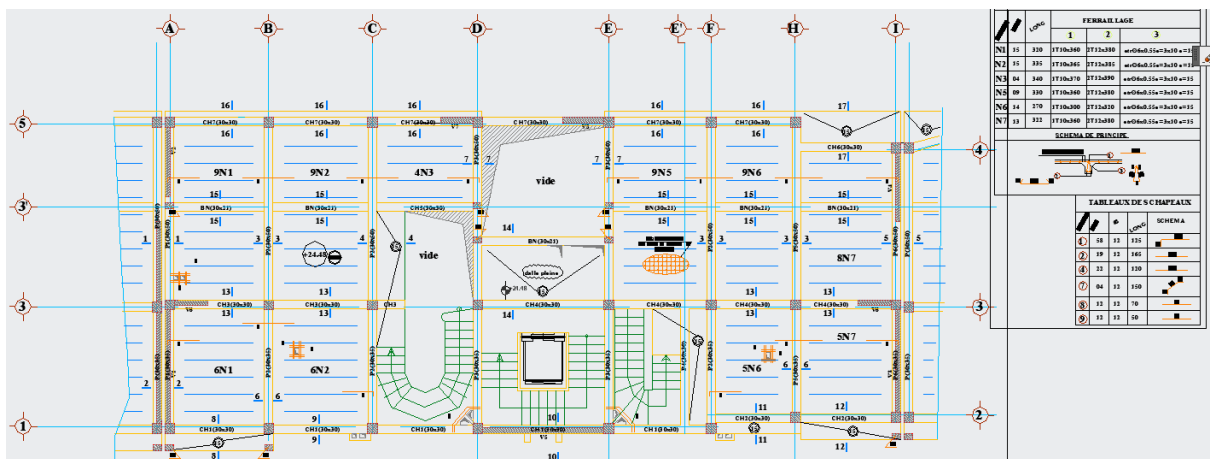
Plan coffrage ferrailage du 2^{eme} au 5^{eme} étages :



Plan coffrage ferrailage du 6^{ème} étage :

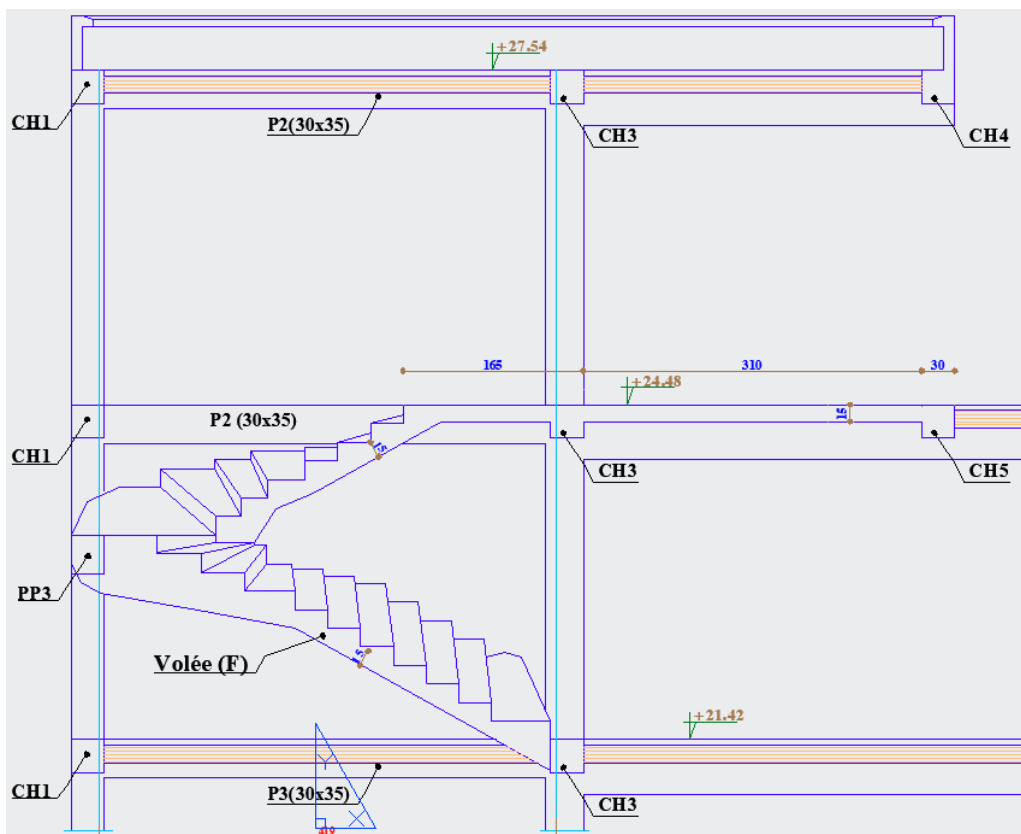
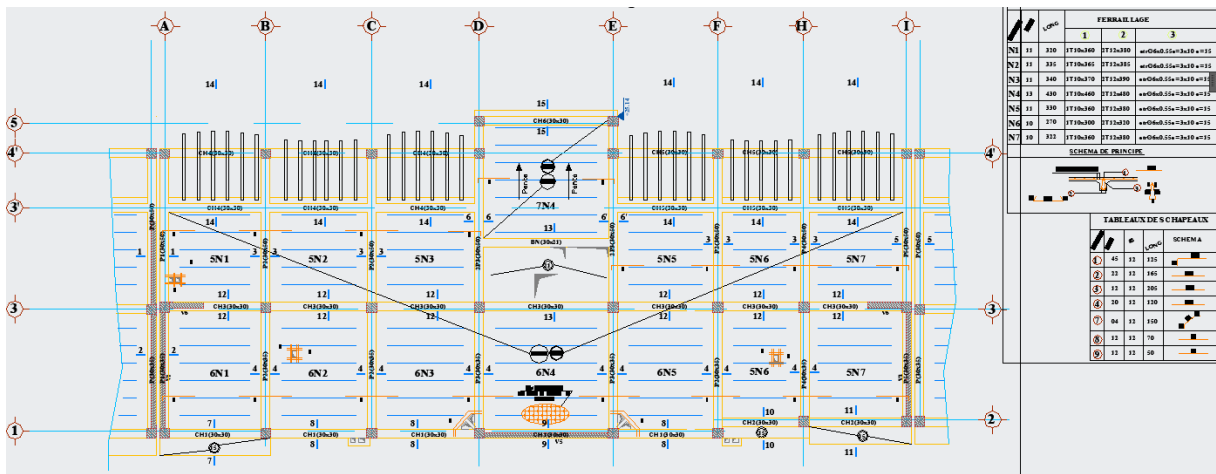


Plan de coffrage ferrailage de 8^{ème} étage :

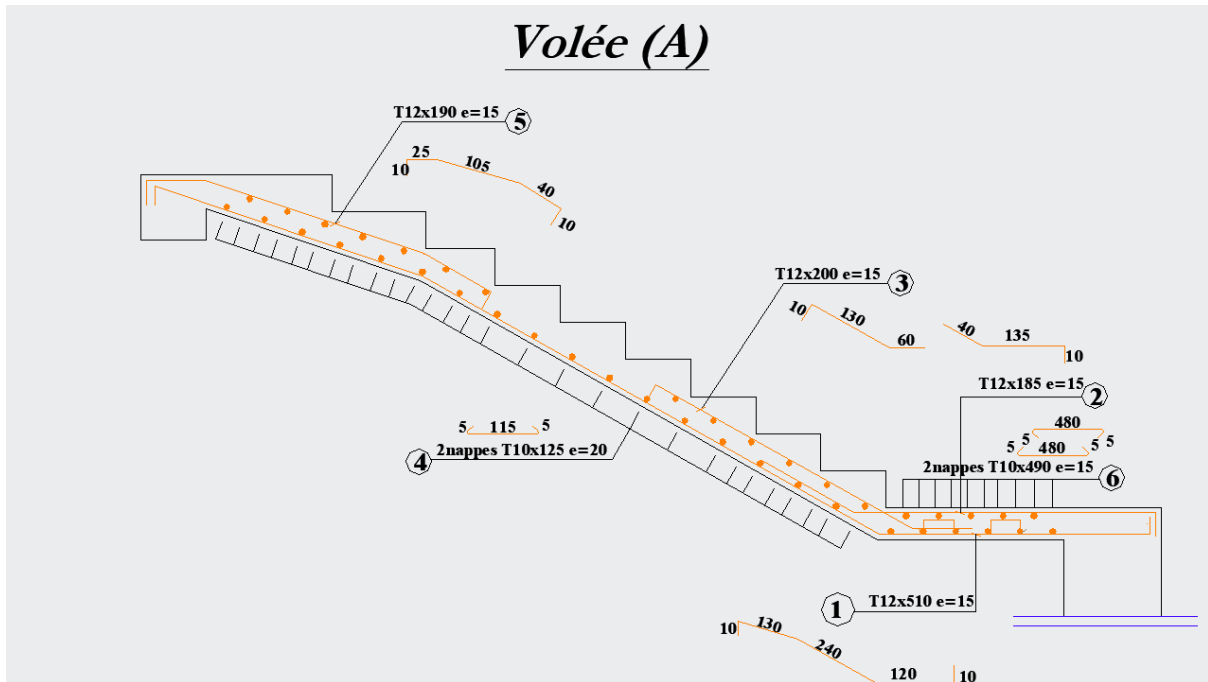


Annexe

Plan de coffrage ferrailage de 9^{ème} étage :



Volée (A)



Volée (B)

