

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



Université Abou Bekr-Belkaid



-Tlemcen-

Faculté de Technologie Département de génie civil

Projet de fin d'études pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie civil

Option : Structure

Thème :

Etude technico-économique d'un bâtiment en béton armé

« Sou sol et RDC + 11 étages »

Présenté en juin 2018 par :

GRITA CHAHINEZ

Devant le jury composé de :

- ❖ Présidente :
- ❖ Examineur :
- ❖ Examineur :
- ❖ Encadreur :
- ❖ Encadreur :

M^{me} BOURABAH .M.I.

Mr. BEZZAR.A

M^{elle}.KHILIFI.Z

Mr. GHENNANI.B

M^{me}.BENHACHILEF.S

Année Universitaire : 2017-2018

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

Mes remerciements s'adressent à tous ceux qui d'une manière ou d'une autre ont coopéré à l'élaboration de ce projet et en particulier :

Mes encadreur M. GHENNANI et M.me BENHACHILEF.S. Qui m'ont guidé à concrétiser ce mémoire.

A tous mes enseignants du département GENI CIVIL surtout M.HOUTI.F

Je remercie les membres de jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Enfin, je remercie mes parents pour m'avoir facilité la vie et donner tout ce que j'en avais besoin pour réussir dans mes études.

GRITA CHAHINEZ

Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut

Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude, l'amour, le respect, la reconnaissance

Aussi, c'est tout simplement que je dédie ce projet de fin d'étude

A l'homme de ma vie, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir. Que dieu, le tout puissant, vous préserve, vous accorde santé, bon heur quiétude de l'esprit et vous protégé de tout mal.

MON PERE

A la lumière de mes jours la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur,

MAMAN QUE J'ADORE

A mes adorables sœurs : SANAE et NESSRINE

Cher frère : Mohammed

Merci d'être toujours à mes côtés, par votre présence, par votre amour dévoué et votre tendresse, pour donner du goût et du sens à ma vie. En témoignage de mon amour et de ma grande affection, je vous prie de trouver dans ce travail l'expression de mon estime et mon sincère attachement. Je prie Dieu, le tout puissant, pour qu'il vous donne bonheur et prospérité.

A MON AMI

SALHI FOUAD

Ton aide et ton encouragement m'ont donné l'espoir et la persévérance d'achever ce travail.

Que Dieu le tout glorieux te donne santé, joie et réussite.

Mes chers amis surtout :

**MASOUDANNE SID AHMED, HAFFAF IKRAME, TOITI KHADIJA
BOUHASSOUNE ASSMA, SOUMIA, Z.HAYATE, B.FOUZIA A.AMINA**

GRITA CHAHINEZ

ملخص

الهدف من هذا المشروع دراسة بناية من الخرسانة المسلحة دراسة مفصلة من اجل مقاومة الزلزال. تتألف هذه البناية من طابق تحت ارضي عبارة عن مراب للسيارات و طابق ارضي مخصص للتجارة اما الطابق الاول فهو مخصص للمكاتب و باقي الطوابق للسكن .

تقع هذه البناية في ولاية تلمسان المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية -I- كما تمت دراسة هذه الاخيرة علي اساس المعايير الجزائرية لمقاومة الزلزال **RPA 99 V 2003**.

الكلمات المفتاحية:

BAEL91 – RPA99 V 2003 – SAP 2000- البناية – الخرسانة المسلحة.

Résumé

Le but de ce projet est de faire une étude détaillée d'un bâtiment en béton armé pour qu'elle résiste bien aux séismes.

Ce bâtiment se compose d'un sous-sol à usage parking et d'un rez-de-chaussée à usage commercial, le premier étage à usage de bureaux et les autres étages à usage d'habitations.

Ce bâtiment est situé dans la willaya de Tlemcen classé dans la zone sismique -I- Algérie, cette étude a été réalisée en suivant le document **RPA 99 V 2003** Règlement Parasismique algérienne.

Mots- clés :

Béton armé – Batiment - SAP 2000- RPA99 V 2003 – BAEL91.

ABSTRACT

The purpose of this project is study a reinforced concrete building to be earthquake resistant.

This building consists of a basement with parking use and a ground floor for commercial use, the first floor for office use and other floors for residential use.

This building is located in the city of Tlemcen classified in the seismic zone -I- Algeria; the study is carried regarding the Algerian seismic (RPA 99 V 2003 Algerian seismic).

Key words:

Building - SAP 2000- RPA99 V 2003 – BAEL91-concrete.

Sommaire

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Notation

Introduction générale

Chapitre 1 : présentation du projet et caractéristique des matériaux

1.1.	Introduction :	1
1.2.	Présentation de l'ouvrage :	1
1.3.	Dimensions en élévation :	1
1.4.	Dimensions en plans:	1
1.5.	Caractéristiques des matériaux :	1
1.5.1.	Le béton :	1
1.5.1.1.	Résistance du béton :	1
1.5.1.2.	Module de déformation longitudinale :	2
1.5.1.3.	Coefficient de poisson	2
1.5.1.4.	Les contraintes limites :	2
1.5.1.5.	Contrainte limite de cisaillement	3
1.5.2.	Acier :	3
1.5.2.1.	Les Contraintes d'acier :	3
1.6.	Conception de la structure :	4
1.6.1.	Les Planchers :	4
1.6.2.	Maçonnerie :	4
1.6.3.	Les revêtements :	5
1.6.4.	Contreventement :	5
1.6.5.	L'acrotère :	5
1.6.6.	Escalier :	5
1.6.7.	L'ascenseur :	5

Chapitre 2 : pré dimensionnement et descente des charges

2.1.	Introduction	6
2.2.	Pré dimensionnement:	6
2.2.1.	Les poteaux :	6
2.2.1.1.	Vérification des conditions du R.P.A 99 (version 2003) :.....	7
2.2.1.2 .	Verification du flambement :	7
2.2.2.	Les poutres :	8
2.2.2.1.	Les poutres principales :	8
2.2.2.2.	Les poutres secondaires :	8
2.2.3.	Les voiles :	9
2.2.4.	Plancher à corps creux :	10
2.3.	Descente de charges :	10
2.3.1.	Planché terrasse accessible :	10
2.3.2.	Plancher étage courant :	11
2.3.3.	Charge d'exploitation :	11
2.3.4.	Maçonnerie :	11
2.3.5.	Terrasse inaccessible :	12

Chapitre 3 : Etude des planches

3.1.	Introduction :	13
3.2.	Etude des poutrelles :	13
3.2.1.	Méthode de calcul :	13
3.2.2.	Dimensionnement des poutrelles :	13
3.2.3.	Type des poutrelles :	13
3.2.4.	Différentes charges des poutrelles :	16
3.2.5.	Détermination des efforts internes :	16
3.2.6.	Ferraillage des poutrelle :	23
3.2.7.	L' Ancrage des barres :	28
3.3.	Ferraillage de la dalle de compression:	28

Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires

4.1.	LES ESCALIERS	29
4.1.1.	Définition :	29
4.1.2.	Dimensionnement des escaliers :	29

4.1.3.	Descente des charges.....	32
4.1.4.	Calcul de sollicitations :	32
4.1.4.1.	Exemple de calcul –type 1-volée 2 :.....	32
4.1.5.	Calcul de ferrailage :	36
4.2.	Etude de la poutre palière :.....	39
4.2.1.	Dimensionnement :	39
4.2.2.	Evaluation des charges :	40
4.2.3.	Calcul de ferrailage :	40
4.3.	Etude de l'acrotère.....	43
4.3.1.	Définition :	43
4.3.3.	Calcul des sollicitations :.....	43
4.3.4.	Détermination du ferrailage :.....	44
4.4.	Etude de l'accenseur :.....	46
4.4.1.	Les Dimensions d'ascenseur :.....	47
4.4.2.	Evaluation des charges et surcharges :	47
4.4.3.	Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement :.....	47
4.4.4.	Détermination des sollicitations :.....	48
4.4.5.	Détermination du ferrailage de la dalle :.....	49

Chapitre 5 : Etude dynamique

5.1.	Introduction :	54
5.2.	Objectif de l'étude dynamique :	54
5.3.	Modélisation :.....	54
5.3.	Combinaisons d'action :.....	54
5.4.	Méthodes de calcul :.....	54
5.4.1.	Méthode modale spectrale :.....	54
5.4.1.1.	Principe :.....	54
5.5.	Disposition des voiles :.....	57
5.6.	Spectre de réponse de calcul :.....	61
5.6.1.	Spectre de réponse :.....	61
5.7.	La force sismique statique :	62
5.8.	Vérification du coefficient de comportement R (R=5).....	63
5.9.	Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	63
5.10.	Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :	64
5.10.1.	Efforts tranchants à la base statiques et dynamiques :	64
5.11.	Vérification des déplacements :.....	65
5.12.	Vérification de l'effet P-Delta :	66

5.13.	Vérification de la stabilité au renversement :	66
-------	--	----

Chapitre 6 : Etude des éléments structuraux

6.1.	Introduction :	68
6.2.	Les poteaux :	68
6.2.1.	Vérification des poteaux sous sollicitation normales :	68
6.2.2.	Vérification des poteaux sous sollicitation tangentes :	69
6.2.3.	Ferraillage des poteaux	70
6.2.3.1.	Exemple de calcul :	70
6.3.	Les poutres :	74
6.3.1.	Combinaisons des charges :	74
6.3.2.	Ferraillage des poutres principales :	74
6.3.2.1.	Exemple de calcul du ferraillage	75
6.3.3.	Ferraillage des poutres secondaires :	78
6.4.	Les voiles	82
6.4.1.	Combinaison des charges :	82
6.4.2.	Ferraillage des voiles :	82
6.4.2.1.	Principe de calcul :	82
6.4.2.2.	Armatures horizontales :	82
6.4.2.3.	Espacement des barres dans les voiles selon le RPA :	82
6.4.2.4.	Détermination du ferraillage :	82

Chapitre 7 : Etude de infrastructure

7.1.	Introduction :	86
7.2.	Choix de type de fondation:	86
7.2.1.	Semelle isolée :	86
7.2.2.	Semelle filantes:	87
7.2.3.	Radier général:	88
7.2.3.1.	Calcul du radier :	88
7.2.3.2.	Dimensionnement du radier :	88
7.2.3.3.	Vérification de la contrainte :	89
7.2.3.4.	Vérification du poinçonnement	89
7.2.3.5.	Détermination des moments :	90
7.2.3.6.	Ferraillage de la dalle du radier :	91
7.2.3.7.	Calcul du ferraillage de la poutre nervurée:	95

Chapitre 8 : estimation des couts

8.1.	Qu'est-ce qu'un Projet :.....	98
8.1.	Facteur principal d'un projet :	98
8.3.	Les différents d'ouvrage intervenants du projet :	98
8.4.	Objectif :	98
8.5.	Devis quantitatif estimatif(définition).....	99

Conclusion générale

Référence bibliographiques

Annexes

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : présentation du projet et caractéristique des matériaux

Figure. 1.1. Diagramme de contrainte.....	3
Figure .1.2. Diagramme de déformation-contrainte.....	3
Fig.1.3. Coupes des murs.....	4
Figure.1.4.Ossature en portiques.....	5
Figure.1.5. Voiles en béton armé.....	5

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges

Figure 2.1 : section du poteau le plus sollicité.....	6
Figure2.2: coupe de voile.....	10

Chapitre 3 : Etude des planchers

Figure 3.1. Dimension de la poutrelle.....	13
Figure 3.2. schéma statique type 4 étage courant –Elu-.....	17
Figure 3.3. schéma statique type 4 étage courant –Els-.....	19
Figure 3.4. Moment fléchissant et Effort tranchant Selon sap 2000 (Elu).....	22
Figure 3.5. Moment fléchissant et Effort tranchant Selon sap 2000 (Elu).....	22

Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires

Figure .4.1.Shéma d'escalier -sous-sol -	31
Figure.4.2. Schéma statique.....	33
Figure.4.3. Moment fléchissant ELU Selon sap 2000.....	34
Figure.4.4. Efforts tranchants ELU Selon sap 2000.....	34
Figure .4.5. Moments fléchissant ELS Selon sap 2000.....	35
Figure.4.6. Efforts tranchants ELS Selon sap 2000.....	35
Figure.4.7.acrotère.....	43
Figure.4.8. Ascenseur.....	46
Figure.4.9. chargement sur la dalle.....	48

Chapitre 5 : Etude dynamique

Figure 5.1. Disposition1 : $T= 2,31$ s.....	57
Figure 5.2. Disposition2 : $T= 1,75$ s.....	58
Figure 5.3. Disposition3 : $T= 1,10$ s.....	58
Figure 5.4. Disposition finale : $T= 1,013$ s.....	59
Figure 5.5. Structure modélisée sur logiciel SAP 2000.....	59
Figure.5.6.spectre de réponse suivant x et y.....	61

Chapitre 6 : Etude des éléments structuraux

Figure .6.1. Ferrailage de poteau de sous-sol.....	74
Figure.6.2.Ferrailage de poutre principale.....	78
Figure.6.3.Ferrailage des poutres secondaires.....	81
Figure.6.4. ferrailage des voiles.....	85

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Figure .7.1.Schéma du Radier.....	87
Figure .7.2. Radie générale.....	89
Figure.7.3. moment M11 de la dalle à ELU.....	90
Figure.7.4. moment M22 de la dalle à ELU.....	90
Figure. 7.5. Section de nervure.....	95
Figure.7.6. ferrailage de nervure.....	97

Chapitre 8 : Estimation des couts

Figure.8.1.facteurs principaux d'un projet	98
--	----

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 : présentation du projet et caractéristique des matériaux

Tableau .1.1. Dimensions en élévation.....	1
Tableau.1.2.Valeur de Θ	2

Chapitre 2 : Pré dimensionnement et descente des charges.

Tableau 2.1. Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux.....	8
Tableau 2.2. Récapitulation de pré dimensionnement.....	9
Tableau 2.3.descente des charges terrasse accessible.....	10
Tableau 2.4. Descente des charges planché étage courant.....	11
Tableau 2.5. Charge d'exploitation.....	11
Tableau 2.6. Descente des charges (Murs extérieur double parois).....	11
Tableau 2.7. Descente des charges (Mur intérieur).....	12
Tableau.2.8. Descente des charges (terrasse inaccessible).....	12

Chapitre 3 : Etude des planchers

Tableau 3.1. type des poutrelles.....	14
Tableau 3.2. Différentes charges des poutrelles.....	16
Tableau 3.3. Différents sollicitations pour l'ELU et ELS.....	23
Tableau 3.4. Ferrailage des poutrelles.....	27
Tableau 3.5. l'ancrage des armatures.....	28

Chapitre 4 : Etude des éléments secondaires

Tableau.4.1.Dimensionne des escaliers (type 1).....	29
Tableau.4.2. Schéma d'escalier : RDC-Etage courante.....	30
Tableau.4.3. l'épaisseur de palier et paillasse des différentes volées.....	31
Tableau.4.4. Dimensionne des escaliers (type 2).....	31
Tableau .4.5. Evaluation des charges du palier.....	32
Tableau.4.6. Evaluation des charges du paillasse.....	32
Tableau.4.7.Détermination du Moment fléchissant et l'effort tranchant D' après sap.....	35
Tableau .4.8.Ferrailage des différents types des escaliers.....	39
Tableau .4 .9 charges et surcharges en ELU et ELS.....	40
Tableau .4.10.Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palier.....	40
Tableau .4.11 .Les Dimensions d'ascenseur.....	47
Tableau.4.12. les différents moments des rectangles à Elu.....	49
Tableau.4.13. les différents moments des rectangles à Els.....	52

Chapitre 5 : Etude dynamique

Tableau.5.1. Facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q	55
Tableau 5.2. Variation de masse modale	60
Tableau 5.3 : poids des différents niveaux.....	62
Tableau 5.4. les forces sismiques et les efforts tranchants.....	64
Tableau 5.5. Variation du déplacement dans le sens X et Y.....	65
Tableau 5.6.valeurs de suivant x.....	66
Tableau 5.7.valeurs de suivant y.....	66
Tableau 5.8.valeurs de suivant x.....	67
Tableau 5.9.valeurs de suivant y.....	67

Chapitre 6 : Etude des éléments structuraux

Tableau 6.1 vérification de poteaux sous sollicitations normales.....	68
Tableau 6.2. Vérification des poteaux sous sollicitation tangentes.....	69
Tableau 6.3. Sollicitation des poteaux ($G + Q \pm 1, 2E$).....	70
Tableau 6.4. Sollicitations des poteaux le plus sollicité (sous-sol).....	70
Tableau 6.5. Ferrailage longitudinales.....	71
Tableau .6.6. Ferrailage longitudinales.....	72
Tableau 6..7. Section des armatures transversales des poteaux.....	73
Tableau 6.8. ferrailage transeversal et la longueur des recouvrements et espacements entre les cadres.....	73
Tableau.6.9. sollicitations des poutres principales ($G+Q\pm E$).....	74
Tableau.6.10. sollicitation de la poutre principale (sous-sol).....	75
Tableau 6.11. Récapitulation du ferrailage des poutres principales.....	77
Tableau 6.12. Sollicitations des poutres secondaires (combinaison : $G+Q\pm E$).....	78
Tableau 6.13.Sollicitation de la poutre secondaire.....	78
Tableau 6.14.Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires.....	81
Tableau 6.15. Sollicitations des voiles.....	83
Tableau 6.16. Contraintes dans les voiles.....	84
Tableau 6.17. Ferrailage verticale et Ferrailage horizontal du voile.....	85

Chapitre 7 : Etude de l'infrastructure

Tableau 7. 1. Moment fléchissant du radier nervuré à ELU et ELS.....	89
Tableau .7.2.Ferrailage de la dalle.....	93
Tableau 7.3. Ferrailage de nervure	96

Chapitre 8 : Estimation des couts

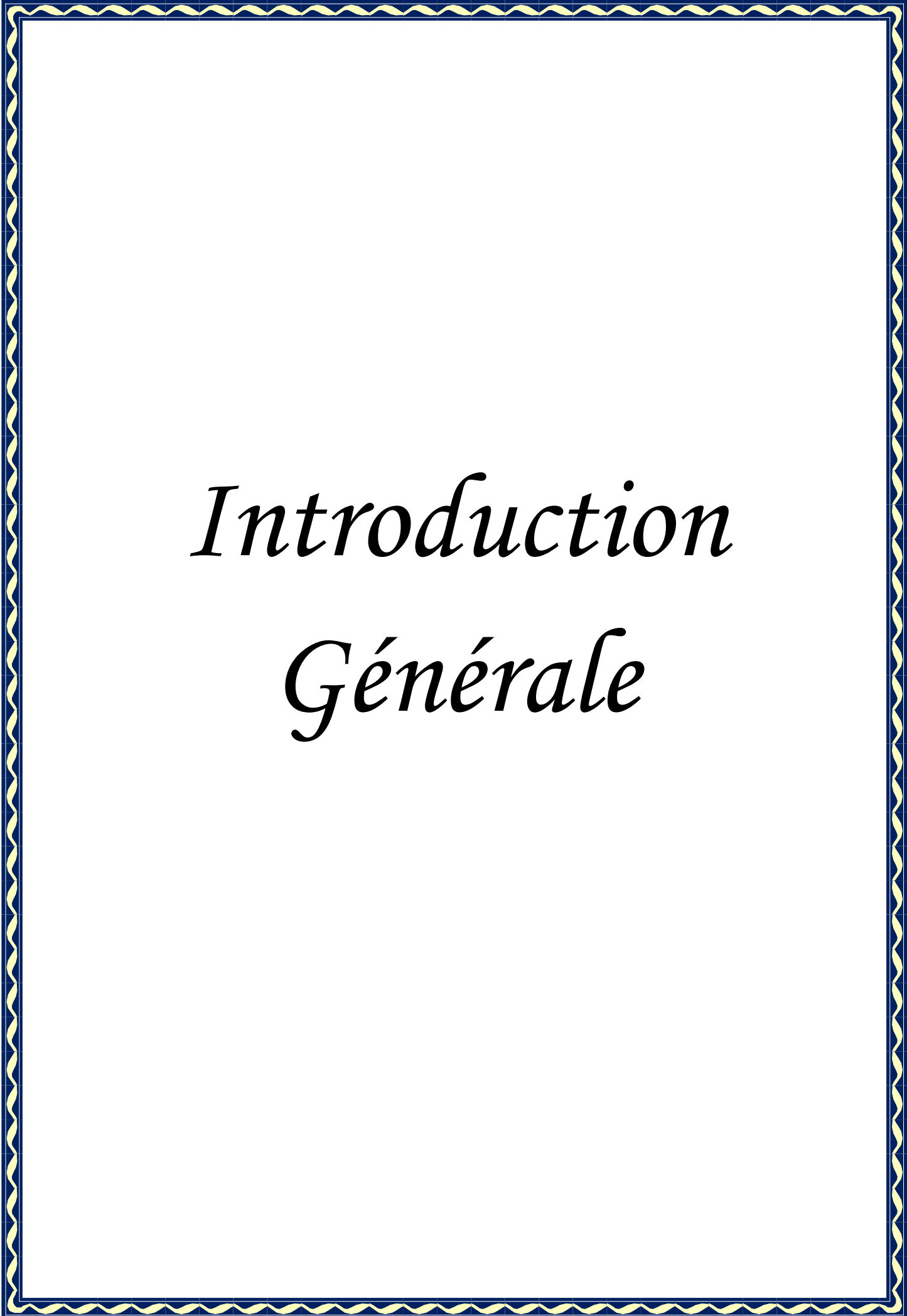
Tableau.8.1.Devis quantitatif et estimatif.....	
---	--

Notations

a	: longueur ; distance ; dimension
B	: largeur
b_0	: largeur de la nervure
U_c	: périmètre du contour
V	: action sismique ; effort horizontal
V_t	: effort sismique à la base de la structure
T_x	: période fondamentale dans le sens x-x
T_y	: période fondamentale dans le sens y-y
Q	: action variable quelconque ; facteur de qualité
R	: rayon ; coefficient de comportement de la structure
S	: surface
M_x	: moment fléchissant du sens x-x
M_y	: moment fléchissant du sens y-y
M_g	: moment fléchissant de la gauche
H	: hauteur
A	: Coefficient d'accélération de zone.
A_s	: Aire d'une section d'acier.
A_t	: Section d'armatures transversales.
B	: Aire d'une section de béton.
\emptyset	: Diamètre des armatures.
Q	: Charge d'exploitation.
γ_s	: Coefficient de sécurité dans l'acier.
γ_b	: Coefficient de sécurité dans le béton.
σ_s	: Contrainte de traction de l'acier.
σ_{bc}	: Contrainte de compression du béton.
$\bar{\sigma}_{st}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.
τ_u	: Contrainte ultime de cisaillement.
τ	: Contrainte tangentielle.
β	: Coefficient de pondération.
σ_{sol}	: Contrainte du sol.
G	: Charge permanente.
ξ	: Déformation relative.
V	: Effort tranchant a la base.
E.L.U	: Etat limite ultime.
E.L.S	: Etat limite service.
N_{ser}	: Effort normal pondéré aux états limites de service.
N_u	: Effort normal pondéré aux états limites ultime.
T_u	: Effort tranchant ultime.
T	: Effort tranchant, Période.
S_t	: Espacement.
λ	: Elancement.

e	: Epaisseur , Excentricité.
F	: Force concentrée.
f	: Flèche.
\bar{f}	: Flèche admissible.
L	: Longueur ou portée.
L_f	: Longueur de flambement.
W	: Poids total de la structure.
F_e	: Limite d'élasticité de l'acier.
M_u	: Moment à l'état limite ultime.
M_{ser}	: Moment à l'état limite de service.
M_t	: Moment en travée.
M_a	: Moment sur appuis.
M_0	: Moment en travée
I	: Moment d'inertie.
f_i	: Flèche due aux charges instantanées.
f_v	: Flèche due aux charges de longue durée.
M	: Moment, Masse.
E_{ij}	: Module d'élasticité instantané.
E_{vj}	: Module d'élasticité différé.
f_{c28}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.
f_{t28}	: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.
F_{cj}	: Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.
K	: Coefficient de raideur de sol.
X	: Position de l'axe neutre.
I_0	: Moment d'inertie de la section totale homogène
ρ_a	: Coefficient correcteur pour tenir compte de la rupture
a et b	: dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée
N_d	: Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton .
B_c	: L'aire (section brute) de cette dernière.
t	: Espacement des armatures transversales.
Δk_i	: Le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'k-1'.
δk_i	: Déplacement horizontal à chaque niveau K.
δe_{k_i}	: Déplacement et du aux forces sismique F_i .
W_i	: Poids de l'étage.
M_r	: Moment de renversement.
Z_i	: Coordonnée du centre de masse de l'étage.
F_i	: Force sismique du niveau .
h	: Hauteur du niveau.
D	: Débordement.
K_b	: Coefficient de BALLAST en fonction de la capacité portante du sol.
q_u	: L'effort normal en ELU du poteau le plus sollicité.
h_n	: Hauteur de la nervure .
P_c	: Périmètre du poteau.
a	: Dimensionne du poteau
D	: Facteur d'amplification
C_t	: Coefficient de période .
C_p	: Facteur de force horizontal .
d'	: Distance entre les armatures supérieures et la fibre neutre .
i_x, i_y	: Rayon de giration

- I_x : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox)
 I_y : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy)
 I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformation instantanées .
 I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformation différées .
 M_a :Moment sur appuis .
 M_t :Moment en travée.
 Z :Déplacement.
 μ_u :Moment ultime réduite.
 α : Position relative de la fibre neutre.



Introduction
Générale

Introduction générale

L'étude des structures est une étape clé et un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les années de formation.

Mon projet est une étude détaillée d'une structure en béton armé à usage multiple, composée d'un sous-sol, rez de chaussée et 11 étages contreventé par voiles et portiques.

Le bâtiment étant irrégulier de par sa forme et ses fonctionnalités, il est nécessaire de faire une étude sismique à l'aide de logiciel (SAP2000). Le but de cette étude est donc de modéliser la structure afin d'effectuer les analyses modale et sismique nécessaires.

Toute étude de projet d'un bâtiment, a pour but d'assurer la stabilité et la sécurité des structures en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...).

Ce travail est composé de huit chapitres :

- Le Premier chapitre consiste à la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre présente le pré dimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).
- Le 3ème chapitre consiste à étudier le plancher corps creux.
- Le 4ème chapitre présente le calcul des éléments secondaires (l'acrotère, les escaliers, l'ascenseur).
- Le 5ème chapitre représente une étude sismique effectuée à l'aide d'un logiciel SAP2000 qui a permis l'analyser notre structure.
- Le 6ème chapitre présente le calcul des ferrailages des éléments structuraux, par les résultats obtenus du logiciel SAP2000.
- Le 7ème chapitre concerne l'étude de l'infrastructure.
- Et pour le dernier chapitre on présente l'estimation des couts.

Finalement, ce projet se termine par une conclusion générale qui résume tout ce qui a été fait, et une série des plans architecturaux et génie civil qui vient d'apporter plus de détails.

Chapitre : 1

*Présentation du projet et caractéristique des
Matériaux*

1.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécurisée. A cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

1.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet est une construction de bâtiment en R+11+sous-sol implantée dans la Wilaya de Tlemcen classée dans la zone 1 faible sismicité Selon RPA 99 V 2003 à usage multiple constitué de :

- Sous-sol : parking
- RDC : commerce
- 1^{er} étage : bureau
- Etage courant : habitation

1.3. Dimensions en élévation :

Tableau.1.1. Dimensions en élévation

Hauteur totale de bâtiment	43,18 m
Hauteur de sous-sol	3,40 m
Hauteur de RDC	3,06 m
Hauteur d'étage courant	3,06 m

1.4. Dimensions en plans:

- Longueur totale suivant (x) : $L_x = 24.15$ m.
- Largeur totale suivant (y) : $L_y = 18.2$ m.

1.5. Caractéristiques des matériaux :

1.5.1. Le béton :

Est un matériau de construction beaucoup utilisé dans l'ouvrage de génie civil en raison de sa facilité de mise en œuvre et son faible coût économique. Le béton a une bonne résistance à la compression.

Le béton est un matériau obtenu en mélangeant en proportions convenables et de matière homogène : du ciment, du sable, du gravier et de l'eau

1.5.1.1. Résistance du béton :

a-Résistance à la compression

- La résistance à la compression mesurée en décroissant des éprouvettes cylindriques.
- La résistance est mesurée à 28 jours Selon les règles « **BAEL91** » la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi :

f_{c28} : La résistance caractéristique à la compression.

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} < 40 \text{MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{MPa}$$

- Pour notre projet $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

b-Résistance à la traction :

f_{t28} : La résistance caractéristique à la traction.

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

1.5.1.2. Module de déformation longitudinale :

D'après B.A.E.L 91 :

➤ Module de déformation instantané :

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

Pour charge courte durée d'application < 24 h $E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

➤ Module de déformation différé :

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

Pour charge de longue durée d'application > 24 h $E_{vj} = 10818.865 \text{ MPa}$

5.1.1.3. Coefficient de poisson :

Elu :

$$\gamma = 0 \text{ (béton fissuré)}$$

Els :

$$\gamma = 0.2 \text{ (béton non fissuré)}$$

1.5.1.4. Les contraintes limites :

- **En béton :**

Elu :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\Theta \times \gamma_b}$$

σ_{bc} : La contrainte limite à la compression du béton.

Θ : facteur de durée.

Tableau .1.2. Valeur de Θ

	durée > 24h	1h < durée < 24h	durée < 1h
Θ	1	0.9	0.85

- $\gamma_b = 1.5$ (cas général).
- $\gamma_b = 1.15$ (cas de situations accidentelles).

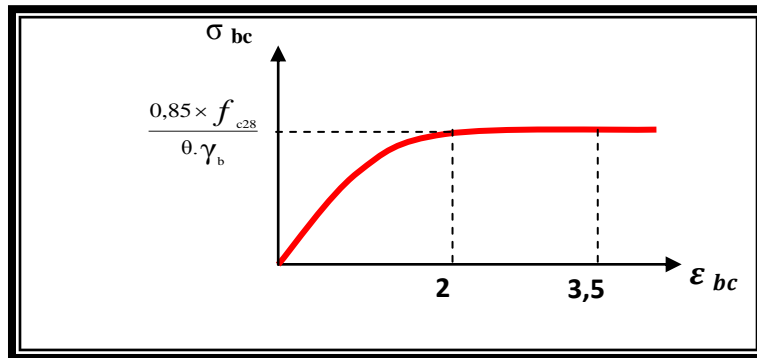


Figure. 1.1. Diagramme contraintes du béton

Els :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

1.5.1.5. Contrainte limite de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b.d}$$

Avec :

v_u : l'effort tranchant ultime.

b : largeur de la section.

d : hauteur ultime.

On vérifie par :

- **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Fissuration non préjudiciable**

$$\tau_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

1.5.2. Acier :

-Barres lisses (RL) : Fe E 235.

-Barre à hautes adhérences (HA) : Fe E 400.

1.5.2.1. Les Contraintes d'acier :

Elu :

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

Avec : $\gamma_s = 1,15 \longrightarrow$ cas générale

$\gamma_s = 1 \longrightarrow$ Situation accidentelle

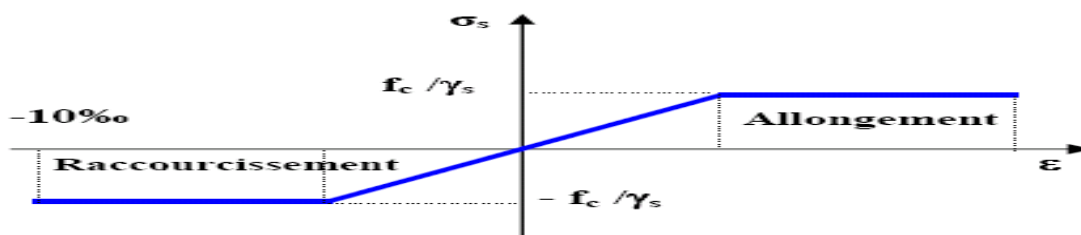


Figure .1.2. Diagramme de déformation-contrainte

Els :

η : coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} -1 & \text{pour RL} \\ -1.6 & \text{HA} \end{cases}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_{st} = \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

- **Fissuration peu préjudiciable (peu nuisible) :**

Pas de limite.

1.6. Conception de la structure :

La conception structurale est la phase initiale de l'étude d'une ossature de bâtiment en béton armé, elle est considérée comme étant la phase la plus importante. Elle doit être conduite en respectant les règles de l'art de la construction et en satisfaisant au mieux les contraintes architecturales et celles du site. Pour choisir un système porteur, plusieurs facteurs doivent être pris en compte à savoir les charges permanentes, les charges d'exploitations, les actions climatiques et les charges dynamiques (nuisances vibratoires, séismes). Le choix du système porteur dépend aussi de l'usage du bâtiment ; logement, écoles, bureaux, foyers, salles de réunion.....

1.6.1. Les Planchers :

Les planchers sont des éléments de séparation entre les étages .Ils sont des éléments horizontaux.

Les avantages du corps creux :

- ✓ Une bonne isolation thermique et de sons grâce aux entrevous béton qui contient.
- ✓ Une charge est relativement faible en comparaison avec la dalle plein.
- ✓ La rapidité de réalisation.

Pour notre structure, on va utiliser les plancher à corps creux pour des raisons des avantages cités au-dessus.

1.6.2. Maçonnerie :

Les murs utilisés sont en briques creuses.

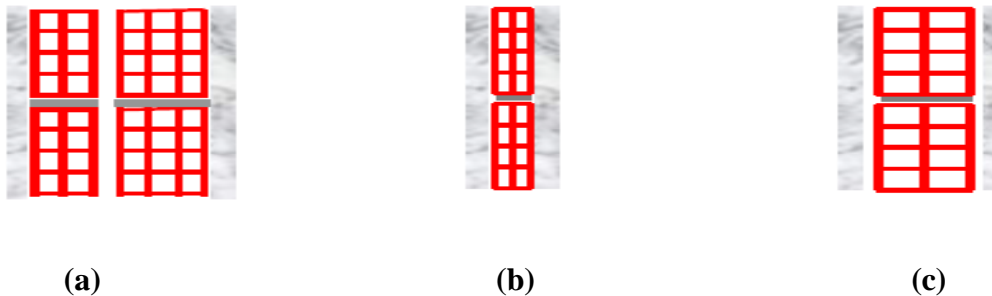


Fig.1.3. Coupes des murs :(a), (b), (c).

1.6.3. Les revêtements :

Les revêtements sont une ou des couches superficielles modifiant les propriétés de surface d'un objet.

1.6.4. Contreventement :

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc).

- **Contreventement assuré par portiques.**

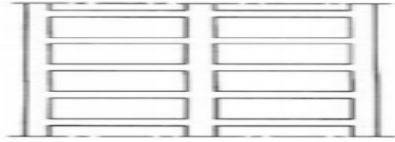


Figure.1.4. Ossature en portiques

- **Contreventement avec voiles en béton armé :**

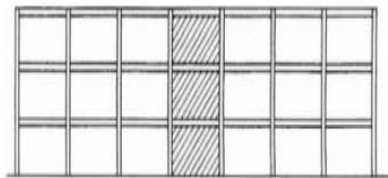


Figure.1.5. Voiles en béton armé

1.6.5. L'acrotère :

Le rôle de l'acrotère est d'assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible.

1.6.6. Escalier :

L'escalier est un ouvrage de franchissement qui permet l'accès d'un niveau à un autre. On en distingue plusieurs types.

1.6.7. L'ascenseur :

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment.

Chapitre : 2

*Pré dimensionnement et descende
des charges*

2.1. Introduction

Le prédimensionnement des éléments structuraux est une étape non négligeable dans la conception d'une structure. Prédimensionner suppose déterminer les dimensions indicatives pour le dimensionnement de l'ouvrage.

2.2. Prédimensionnement:

2.2.1. Les poteaux :

Le poteau le plus sollicité :

$$S=15.57\text{m}^2$$

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

avec: $\left\{ \begin{array}{l} Q : \text{charge moyenne répartie.} \\ S : \text{surface par le poteau le plus sollicité.} \\ n : \text{nombre d'étage.} \end{array} \right.$

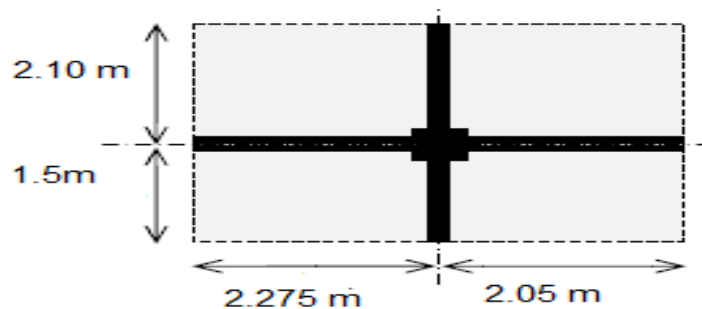


Figure 2.1 : section du poteau le plus sollicité

Donc : $Nu=1 \times 15,57 \times 13=202,41\text{t}=2,024 \text{ MN}$

➤ D'après le règlement **BAEL91** modifiée99 :

Br : la section réduite de poteaux.

Br = $(a-0.02) \times (b-0.02)$ → pour un poteau rectangulaire.

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

Avec :

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

$$\beta = 1 + 0.2 \times (\lambda/35) \quad \longrightarrow \quad \lambda \leq 50$$

$$\beta = 0.85 \times \lambda^2/1500 = 1.2 \quad \longrightarrow \quad 50 < \lambda < 70$$

On prend $\lambda=35$ pour rester dans la compression centré d'où $\beta=1.2$.

$$F_{bc} = (0.85 \times F_{c28})/\gamma_b = (0.85 \times 25)/1.5 = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{bc} = 14.16 \text{ MPa.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \\ F_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ \gamma_s = 1.15 \end{array} \right.$$

Pourcentage minimal des armatures est de 0.7% en zone 1, donc **A/B=1%**.

$$\text{Br.} \geq \left[\frac{1.2 \times 2,024}{(14,16/0,9) + [(0,85 \times 400)/(100 \times 1,15)]} \right] = 0.13008 \text{ m}^2 = 1300.8 \text{ cm}^2$$

On suppose que le poteau est carré.

$$(a - 0,02) \times (b - 0,02) \geq 1300,8 \text{ cm}^2$$

$$b \geq 36,08 \text{ cm} \longrightarrow a = b = 45 \text{ cm}$$

On prend le poteau de sous-sol $a = b = 70 \text{ cm}$

2.2.1.1. Vérification des conditions du R.P.A 99 (version 2003) :

$$\begin{array}{l} \text{Min (a,b)} \geq \frac{he}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV} \\ \text{Min (a,b)} \geq \frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \Rightarrow \text{CV} \\ \text{Min (a,b)} \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{CV} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \text{CV} \end{array} \quad a = b = 70 \text{ cm}$$

2.2.1.2 Verification du flambement :

-le Poteau au flambement:

Poteau le plus défavorable est le poteau du sous-sol .

$$I_x = I_y = \frac{ab^3}{12} = \frac{70^4}{12} = 2000833,33 \text{ cm}^4$$

- **Rayon de giration: i_x, i_y**

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / a b} = \sqrt{\frac{2000833,33}{70^2}} = 20,21 \text{ cm}$$

- **Elancement mécanique $\lambda(x, y)$:**

$$L_f = k H_0 = 0.7 \times 340 = 238$$

$$\text{Avec} \quad \left\{ \begin{array}{l} L_f : \text{Longueur de flambement} \\ H_0 : \text{hauteur de sous-sol et } H = 3.40 \text{ m} \\ K : \text{pour poteau d'un bâtiment a étage multiple } k = 0.7 \end{array} \right.$$

$$\text{Donc :} \quad \lambda_x = \lambda_y = L_f / i_x = (0,7 \times 340) / 20,21 = 11,78$$

$$\lambda_x = \lambda_y = 11,78 < 50 \longrightarrow \text{CV}$$

Tableau 2.1 Récapitulation de pré dimensionnement des poteaux:

Niveau	n	N(KN)	L ₀	Poteau (cm)	I _x = I _y cm ⁴	ix=iy	λ _x = λ _y	λ _y < 50
s-sol	13	2024	3,40	70×70	2000833,33	20,21	11,78	Condition Vérifiée
RDC	12	1868	3,06	70×70	2000833,33	20,21	11,78	
Etage 1	11	1712	3,06	65×65	1487552,08	18,76	11,42	
Etage 2	10	1557	3,06	65×65	1487552,08	18,76	11,42	
Etage 3	9	1400	3,06	60×60	1080000	17,32	12,37	
Etage 4	8	1245.6	3,06	60×60	1080000	17,32	12,37	
Etage 5	7	1089.9	3,06	55×55	762552,08	15,87	13,50	
Etage 6	6	934	3,06	55×55	762552,08	15,87	13,50	
Etage 7	5	778.5	3,06	50×50	520833,33	14,43	14,84	
Etage 8	4	622.8	3,06	50×50	520833,33	14,43	14,84	
Etage 9	3	471	3,06	45×45	341718,75	12,99	16,49	
Etage10	2	155.7	3,06	45×45	341718,75	12,99	16,49	
Etage11	1	311.4	3,06	40×40	213333,33	11,55	18,55	

2.2.2. Les poutres :**2.2.2.1. Les poutres principales :**

Selon RPA99 V2003 :

$$L_{max} = 4.55m$$

Hauteur de la poutre :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \\ \frac{455}{15} < h < \frac{455}{10} \\ 30.3 < h < 45.5 \end{array} \right.$$

Donc : h= 45cm

b :

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{5} < b < \frac{h}{2} \\ \frac{45}{5} < b < \frac{45}{2} \\ 9 < b < 22,5 \end{array} \right.$$

On Prend le min RPA99V2003

b=35 cm

➤ vérification Selon RPA99V2003 :

$$\left[\begin{array}{ll} b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 35\text{cm} \geq 20 \text{ cm} & \text{C.V} \\ h \geq 20\text{cm} \longrightarrow 45 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} & \text{C.V} \\ h/b < 4 \longrightarrow 45 \text{ cm}/ 35\text{cm} < 4 & \text{C.V} \end{array} \right.$$

2.2.2.2. Les poutres secondaires :

$$L_{max} = 4.30 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 < h < L/10 \\ 430/15 < h < 430/10 \\ 28 < h < 43 \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} h/5 < b < h/2 \\ 40/5 < b < 40/2 \\ 8 < b < 20 \end{array} \right.$$

On prend min de RPA99 v2003 donc : $b = 30 \text{ cm}$

➤ **vérification Selon RPA99V2003 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V} \\ h \geq 20 \text{ cm} \longrightarrow 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \quad \text{C.V} \\ h/b < 4 \longrightarrow 40 \text{ cm} / 30 \text{ cm} < 4 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Tableau 2.2. Récapitulation de pré dimensionnement

Niveau	Poutre principal (cm ²)	Poutre secondaire (cm ²)
s-sol	35×45	30×40
RDC	35×45	30×40
Etage 1	35×45	30×40
Etage 2	35×45	30×40
Etage 3	35×45	30×40
Etage 4	35×45	30×40
Etage 5	35×45	30×40
Etage 6	35×45	30×40
Etage 7	35×45	30×40
Etage 8	35×45	30×40
Etage 9	35×45	30×40
Etage 10	35×45	30×40
Etage 11	35×45	30×40

2.2.3. Les voiles :

Le prédimensionnement doit être conforme aux prescriptions de l'article 7.7.1 du RPA99 version2003.

D'après cet article les voiles doivent vérifier les conditions suivantes :

$$a \geq h_e/22 \quad \text{avec :}$$

a : épaisseur de voile min $a = 15 \text{ cm}$

h_e : Hauteur d'étage

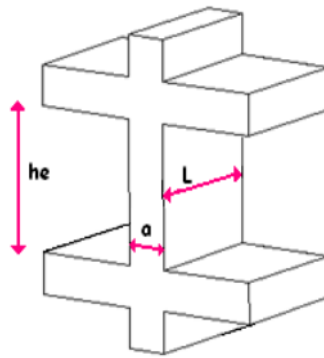


Figure 2.2: coupe de voile

❖ **Sous-sol :**

$$\frac{h_{s-sol}}{22} = \frac{3,40}{22} = 0.154 \text{ m} \Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

❖ **RDC**

$$\frac{h_{RDC}}{22} = \frac{3,06}{22} = 0.139 \text{ m} \Rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

❖ **Etage:**

$$\frac{h_e}{22} = \frac{3,06}{22} = 0.139 \text{ m} \Rightarrow a = 15 \text{ cm}$$

2.2.4. Plancher à corps creux :

$$ht \geq L/22.5 \text{ avec : } \begin{cases} L=4\text{m} \\ ht = \text{épaisseur de planché} \end{cases}$$

Donc : $ht \geq 4/22.5 = 0.17$ on prend $ht=21\text{cm}$;
 $h = (16+5)\text{cm}$

2.3. Descente des charges :**2.3.1. Plancher terrasse accessible :**

Tableau 2.3. descente des charges terrasse accessible

	ep(cm)	Masse volumique (kg/m ³)	Poids (Kg / m ²)
Etanchéité multicouche	2	600	12
Isolation thermique	2	500	10
Corps creux	0,16+0,05	-----	300
Enduit en plâtre	2	1000	20
Mortier de pose	4	2000	80
Sable fin	2	1800	36
Carrelage	2	2200	44

$$G = 502 \text{ kg/m}^2 = 5.02 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Charge d'exploitation : } Q = 150 \text{ kg/m}^2 = 1,5 \text{ KN / m}^2$$

2.3.2. Plancher étage courant :**Tableau 2.4. Descente des charges planché étage courant :**

	ep(m)	Masse volumique (kg/m³)	Poids (kg/m²)
Carrelage	0.02	2200	44
Mortier de pose	0.02	2000	40
Sable fin	0.02	1800	36
Corps creux	0,16+0,05	-----	300
Enduit en palâtre	0.02	1000	20
Cloisons	0.1	-----	100
			G=5.4 KN/m²

2.3.3. Charge d'exploitation :**Tableau 2.5. Charge d'exploitation :**

Logement d'habitation	1.5 KN/m ²
Escalier	2.5 KN/m ²
Commercial	4 KN/m ²
Bureaux	2.5 KN /m ²

2.3.4. Maçonnerie :➤ **Murs extérieur :****Tableau 2.6. Descente des charges (Murs extérieur double parois) :**

	ep(m)	Masse volumique (kg/m³)	Poids (kg/m²)
Enduit en mortier de ciment	0.02	2000	40
Brique creuse	0.15	-----	135
Brique creuse	0.1	-----	100
Enduit en plâtre	0.2	1000	20
			G=2.95 KN/m²

➤ **Mur intérieur :****Tableau 2.7. Descente des charges (Mur intérieur) :**

	ep (m)	Masse volumique (kg/m ³)	Poids (Kg /m ²)
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
Brique creuse	0.15	-----	135
Enduit en plâtre	0.02	1000	20
			G=1,75 KN/m²

2.3.5. Terrasse inaccessible :**Tableau.2.8. Descente des charges (terrasse inaccessible)**

	ep (m)	Masse volumique (kg/m ³)	Poids (Kg/m ²)
Couche de gravier	0.04	1500	60
Etanchéité multicouche	0.02	600	12
Isolation thermique	0.02	500	10
corps creux	0,16 + 0,05		300
Forme de pente	0.1	2200	220
Enduit en plâtre	0.02	1000	20

G=6.22KN/m²Surcharge d'exploitation Q= 1 KN /m²

Chapitre : 3

Etude de plancher

3.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs, et aussi ils isolent les différents étages de point de vue thermique et acoustique.

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

3.2. Etude des poutrelles :

3.2.1. Méthode de calcul :

-Méthode des 3 moments.

-Méthode de Caquot.

-Méthode forfaitaire

3.2.2. Dimensionnement des poutrelles :

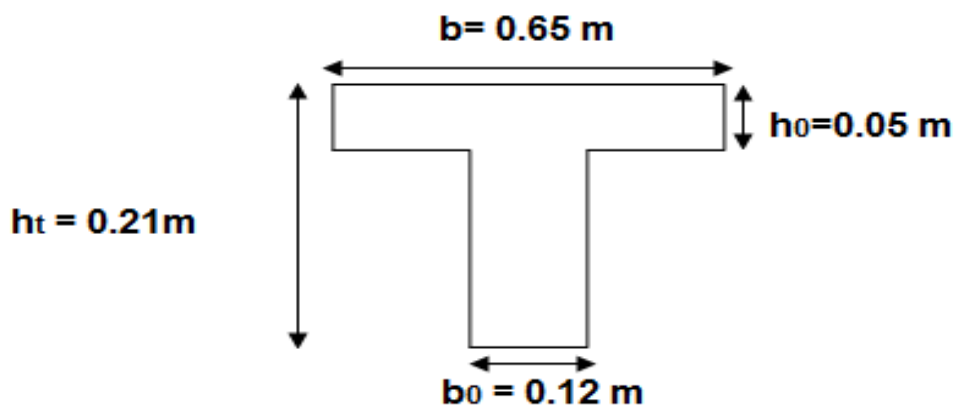


Figure 3.1 Dimensions de la poutrelle

b : la largeur de la table		$b=65\text{cm}$
h : la hauteur total de plancher	avec :	$h=21\text{cm}$
b_0 : la laregeur de nervure		$b_0=12\text{cm}$
h_0 : la hauteur de la table		$h_0=5\text{cm}$

3.2.3. Type des poutrelles :

Tableau 3.1 Type des poutrelles

Niveau	type	Dessin
RDC (commerce)	1	<p>4.3 m 2.2 m 4.2 m 3 m 4.2 m</p>
	2	<p>4.3 m 2.2 m 4.2 m 3.00 m</p>
Etage 1 (Bureau)	1	<p>4.3 m 2.2 m 4.2 m 3 m 4.2 m</p>
	2	<p>4.3 m 2.2 m 4.2 m 3.00 m</p>
Etage 2 (habitation)	1	<p>4.3 m 2.2 m 4.2 m 3 m 4.2 m 1 m</p>
	2	<p>4.3 m 2.2 m 4.2 m 3 m 4.2 m</p>
	3	<p>4.3 m 2.2 m 4.2 m 3.00 m</p>

Etage Courant (Habitation)	1	<p>2.2m 4.2 m 3 m 4.2 m 1m</p>
	2	<p>2.2m 4.2 m 3 m 4.2 m</p>
	3	<p>1m 2.2m 4.2 m 3 m 4.2 m</p>
	4	<p>2.2m 4.2 m 3 m</p>
Terrasse inaccessible	1	<p>2.2m 4.2 m 3 m 4.2 m 1m</p>
	2	<p>2.2m 4.2 m 3 m 4.2 m</p>
	3	<p>1m 2.2m 4.2 m 3 m 4.2 m</p>

	4	
Terrasse Accessible	1	

3.2.4. Différentes charges des poutrelles :

Tableau 3.2. Différentes charges des poutrelles

niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	B(m)	ELU(KN/ml)	ELS(KN/ml)
				qu=(1.35×G+1.5×Q)×B	qs=(G+Q)×B
RDC (Commerce)	5,4	4	0,65	8,64	6,11
1 ^{er} étage (Bureau)	5,4	2,5	0,65	7,176	5,14
Etage 2 (Habitation)	5,4	1,5	0,65	6,2	4,48
Etage courant (Habitation)	5,4	1,5	0,65	6,2	4,48
Terrasse accessible	5,02	1,5	0,65	5,9	4,24
Terrasse inaccessible	6,22	1	0,65	6,43	4,69

3.2.5. Détermination des efforts internes :

Exemple de calcul :

-Type de poutrelle : étage courant – poutrelle 4 :

$$L_1 = 2.2\text{m} \quad ; \quad L_2 = 4.2\text{m} \quad ; \quad L_3 = 3\text{m}$$

Selon le tableau des charges :

- Elu :

$$q_u = 6.2 \text{ KN/ml}$$

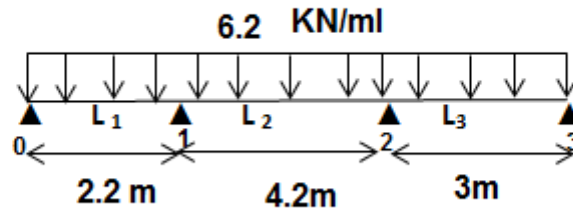


Figure 3.2. Schéma statique type 4 étage courant –Elu-

o **Méthode des 3 moments :**

$$M_0 = M_3 = 0$$

Travée 0-1-2 :

$$\diamond L_1 M_0 + (L_0 + L_1)2M_1 + L_1 M_2 + 6A_1 = 0$$

Travée : 1-2-3 :

$$\diamond L_1 M_1 + (L_1 + L_2)2M_2 + L_2 M_3 + 6A_2 = 0$$

Travée 0-1-2 :

$$R_{g1} = (qu \times L_1^3) / 24 = (6,2 \times 2,2^3) / 24 = 2,75 \text{ KN}$$

$$R_{d1} = - (qu \times L_2^3) / 24 = (6,2 \times 4,2^3) / 24 = -19,13$$

Donc :

$$12,8 M_1 + 4,2 M_2 = -6(2,75 - (-19,3)) = -131,28$$

$$12,8 M_1 + 4,2 M_2 = -131,28 \dots\dots\dots(1)$$

Travée 1-2-3 :

$$R_{g2} = (qu \times L_2^3) / 24 = (6,2 \times 4,2^3) / 24 = 19,13$$

$$R_{d2} = - (qu \times L_3^3) / 24 = (6,2 \times 3^3) / 24 = -6,97$$

Donc :

$$4,2 M_1 + 14,4 M_2 = -157,62 \dots\dots\dots(2)$$

$$(1) \longrightarrow M_1 = (-131,28 - 4,2 M_2) / 12,8 \dots\dots\dots(3)$$

On remplace (3) dans (2) $4,2 \times ((-131,28 - 4,2 M_2) / 12,8) + 14,4 M_2 = -157,62$

$$-43,07 - 1,37 M_2 + 14,4 M_2 = -157,62$$

$$-43,07 + 13,03 M_2 = -157,62$$

-Calcul M_2 :

$$M_2 = (-157,62 + 43,07) / 13,03$$

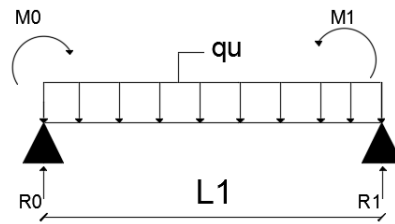
$$M_2 = -8,79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

-Calcul M_1 :

$$M_1 = (-131,28 - 4,2 M_2) / 12,8$$

$$M_1 = (-131,28 - 4,2 \times (-8,79)) / 12,8$$

$$M_1 = -7,37 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Travée 0-1 :

$$R_0 + R_1 = q_u L_1$$

$$\sum M /_1 = R_0 L_1 - q_u L_1^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = q_u L_1^2 / 2 L_1 + M_1 / L_1 = 3,47 \text{ KN}$$

$$R_1 = 10,17 \text{ KN.}$$

❖ **Moment fléchissant :**

$$M(x) = R_0 x - q_u x^2 / 2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,2) = -7,37 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

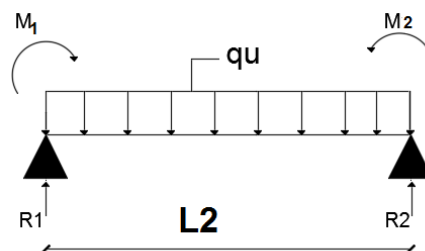
$$T(x) = -R_0 + q_u x$$

$$T(0) = -3,47 \text{ KN}$$

$$T(2,2) = 10,17 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow R_0 - q_u x = 0 \quad x = 3,47 / 6,2 = 0,56 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(0,56) = 0,98$$

Travée 1-2 :

$$R_1 + R_2 = q_u L_2$$

$$\sum M /_2 = R_1 L_2 - q_u L_2^2 / 2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1 = 12,68 \text{ KN.}$$

$$R_1 + R_2 = q_u L_2 \quad \text{donc} \quad R_2 = 13,36 \text{ KN}$$

❖ **Moment fléchissant :**

$$M(x) = R_1 x - q_u x^2 / 2 + M_1$$

$$M(0) = -7,37 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(4.2) = -8,79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T(x) = -R_1 + q_u x$$

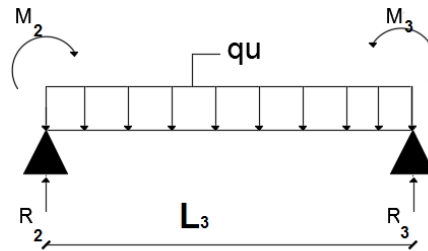
$$T(0) = 12,68 \text{ KN}$$

$$T(4.2) = -13,36 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow R_1 - q_u x = 0 \quad x = 12,68 / 6,2 = 2,04 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(2,04) = 5,59 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Travée 2-3 :



$$\sum M /_3 = R_2 L_3 - q_u L_3^2 / 2 + M_2 = 0$$

$$R_2 = 12,23 \text{ KN}.$$

$$R_2 + R_3 = q_u L_3$$

$$R_3 = 6,37 \text{ KN}.$$

❖ **Moment fléchissant :**

$$M(x) = R_2 x - q_u x^2 / 2 + M_2$$

$$M(0) = -8,79 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(3) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T(x) = -R_2 + q_u x$$

$$T(0) = -12,23 \text{ KN}$$

$$T(3) = 6,37 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \quad \text{donc :}$$

$$x = R_2 / q_u = 1,97 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(1,97) = 3,27$$

➤ **Els :**

$$q_s = 4,48 \text{ KN/ml}$$

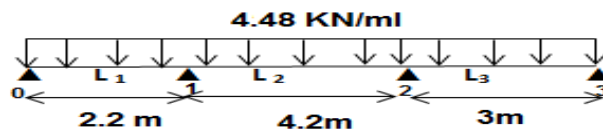


Figure 3.3. Schéma statique type 4 étage courant –Els–

Travée 0-1-2 :

$$\text{❖ } L_1 M_0 + (L_0 + L_1) 2M_1 + L_1 M_2 + 6A_1 = 0$$

Travée : 1-2-3 :

$$\diamond L_1 M_1 + (L_1 + L_2) 2M_2 + L_2 M_3 + 6A_2 = 0$$

Travée 0-1-2 :

$$R_{g1} = (q_u \times L_1^3) / 24 = (4,48 \times 2,2^3) / 24 = 1,98 \text{ KN}$$

$$R_{d1} = - (q_u \times L_2^3) / 24 = (4,48 \times 4,2^3) / 24 = -13,82$$

$$A_1 = R_{g1} - R_{d1} = 15,8$$

Donc :

$$12,8 M_1 + 4,2 M_2 = -6(15,8) = 15,8 \times (-6) = -94,8$$

$$12,8 M_1 + 4,2 M_2 = -94,8 \dots\dots\dots(1)$$

Travée 1-2-3 :

$$R_{g2} = (q_u \times L_2^3) / 24 = (4,48 \times 4,2^3) / 24 = 13,82$$

$$R_{d2} = - (q_u \times L_3^3) / 24 = (4,48 \times 3^3) / 24 = -5,04$$

$$A_2 = R_{g2} - R_{d2} = 18,86$$

Donc :

$$4,2 M_1 + 14,4 M_2 = -6 \times 18,86 = -113,16 \dots\dots\dots(2)$$

$$(1) \dots\dots M_1 = (-94,8 - 4,2 M_2) / 12,8 \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{On remplace (3) dans (2) } \dots\dots 4,2 \times ((-94,8 - 4,2 M_2) / 12,8) + 14,4 M_2 = -113,16$$

$$-31,11 - 1,37 M_2 + 14,4 M_2 = -113,16$$

$$-31,11 + 13,03 M_2 = -113,16$$

-Calcul M_2 :

$$M_2 = (-113,16 + 31,11) / 13,03$$

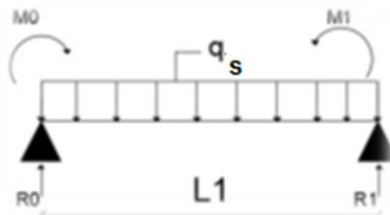
$$M_2 = -6,29 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

-Calcul M_1 :

$$M_1 = (-94,8 - 4,2 M_2) / 12,8$$

$$M_1 = (-94,8 - 4,2 \times (-6,29)) / 12,8$$

$$M_1 = -5,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Travée 0-1

$$R_0 + R_1 = q_s L_1$$

$$\sum M / 1 = R_0 L_1 - q_s L_1^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = q_s L_1^2 / 2L_1 + M_1 / L = 2,47 \text{ KN}$$

$$R_1 = 7,38 \text{ KN}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = R_0 x - q_u x^2 / 2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(2,2) = -5,40 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Effort tranchant :

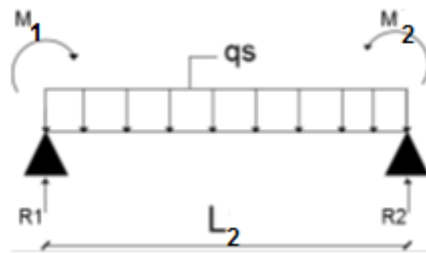
$$T(x) = R_0 - q_u x$$

$$T(0) = 2,47 \text{ KN}$$

$$T(2,2) = -7,38 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \longrightarrow R_0 - q_u x = 0 \quad x = 2,47 / 4,48 = 0,55 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(0,55) = 0,68 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Travée 1-2 :

$$R_1 + R_2 = q_s L_2$$

$$\sum M /_2 = R_1 L_1 - q_s L_2^2 / 2 + M_1 - M_2 = 0$$

$$R_1 = 9,18 \text{ KN}$$

$$R_1 + R_2 = q_s L_2 \quad \text{donc} \quad R_2 = 9,63 \text{ KN}$$

❖ **Moment fléchissant :**

$$M(x) = R_1 x - q_s x^2 / 2 + M_1$$

$$M(0) = -5,34 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(4,2) = -6,29 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

❖ **Effort tranchant :**

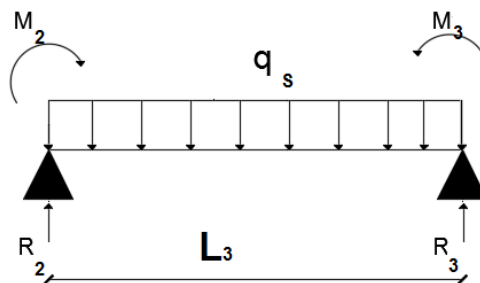
$$T(x) = -R_1 + q_s x$$

$$T(0) = 9,18 \text{ KN}$$

$$T(4,2) = -9,63 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \quad \longrightarrow \quad R_1 - q_s x = 0 \quad x = 9,18 / 4,48 = 2,04 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = M(2,04) = 4,04 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Travée 2-3 :

$$\sum M /_3 = R_2 L_3 - q_s L_3^2 / 2 + M_2 = 0$$

$$R_2 = 8,81 \text{ KN}$$

$$R_2 + R_3 = q_s L_3$$

$$R_3 = 4,63 \text{ KN}$$

❖ **Moment fléchissant :**

$$M(x) = R_2 x - q_s x^2 / 2 + M_2$$

$$M(0) = -6,29 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(3) = 0 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T(x) = -R_2 + q_u x$$

$$T(0) = -8,81 \text{ KN}$$

$$T(3) = 4,63 \text{ KN}$$

$$T(x) = 0 \quad x = R_2 / q_u = 1,42 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(1,42) = 1,70 \text{ KN.m}$$

Elu :

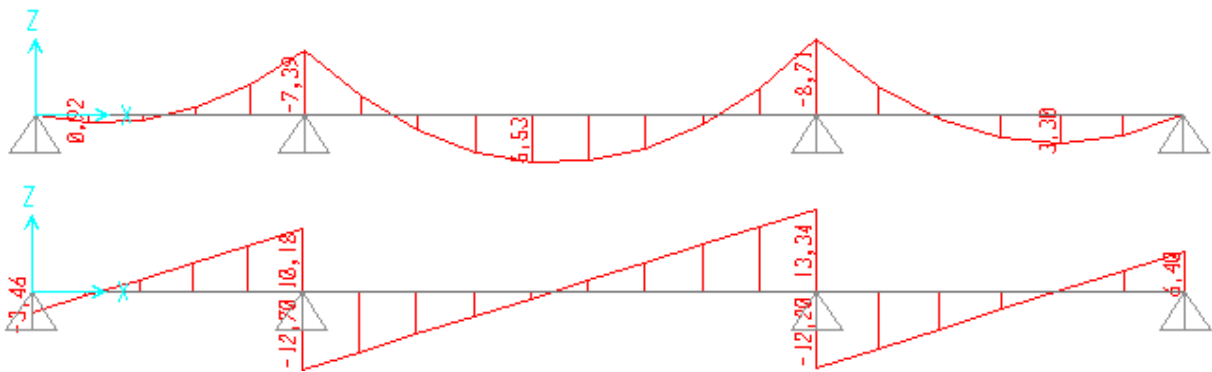


Figure 3.4 . Moment fléchissant et Effort tranchant Selon sap 2000 (Elu)

-Els :

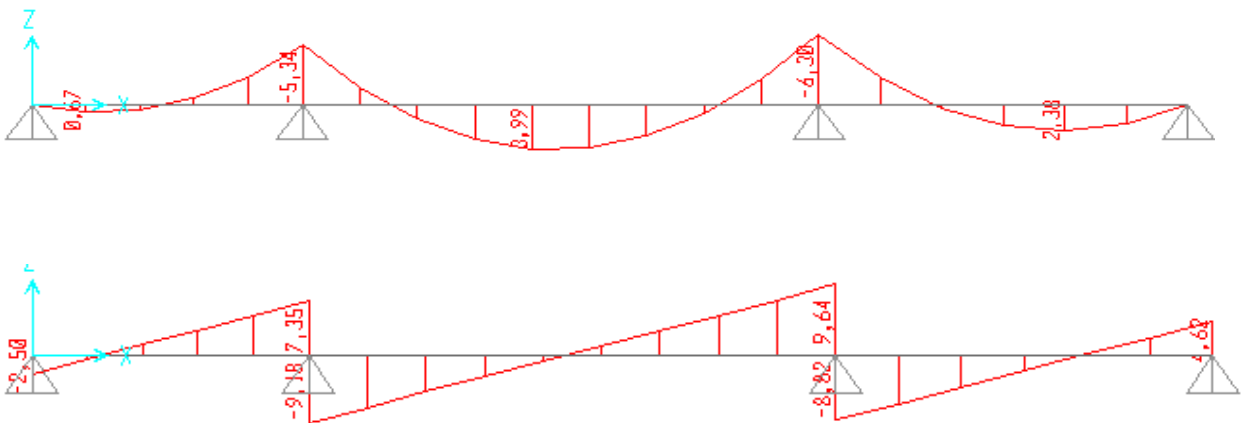


Figure 3.5. Moment fléchissant et Effort tranchant Selon sap 2000 (Els)

Tableau 3.3. Différents sollicitations pour l'ELU et ELS

niveau	Type	ELU			ELS		
		Mapp(KN.m)	Mtrav(KN.m)	T(KN)	Mapp(KN.m)	Mtrav(KN.m)	T(KN)
RDC	1	13,47	13,73	21,71	9,53	9,71	13,35
	2	13,64	13,66	21,75	9,65	9,66	15,38
Etage 1	1	11,20	11,41	18,04	8,02	8,17	12,91
	2	11,33	11,35	18,07	8,11	8,13	12,94
Etage 2	1	9,68	9,85	15,58	6,99	7,12	11,26
	2	9,67	9,86	15,58	6,99	7,12	11,26
	3	9,79	9,80	15,61	7,07	7,08	11,28
Etage courant	1	8,56	7,98	14,32	6,19	5,76	10,35
	2	9,5	9,28	15,28	6,87	6,70	11,04
	3	9,47	9,29	15,27	6,84	6,72	11,04
	4	8,71	5,53	13,34	6,30	3,99	9,64
Terrasse accessible	1	8,34	7,77	13,95	6,02	5,61	10,07
	2	9,26	9,04	14,89	6,68	6,53	10,75
	3	9,22	9,06	14,88	6,66	6,54	10,74
	4	8,49	5,38	12,99	6,13	3,89	9,38
Terrasse inaccessible	1	0	14	13,50	0	9,78	9,43

3.2.6. Ferrailage des poutrelle :

Exemple de calcul de ferrailage :

➤ **Ferrailage longitudinal :**

✚ **En travée :**

✓ **ELU :**

Selon tableau 3.3 :

$$M_{u \max} = 13,73 \text{ KN.m} = 0,01373 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b \times f_{bc} \times h_0 \times (d - (h_0/2))$$

$$b = 0,65 \text{ m}$$

$$h = 0,21 \text{ m}$$

$$h_0 = 0,05 \text{ m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,19 \text{ m}$$

$$f_{bc} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0,65 \times 0,05 \times 14,16 \times (0,19 - (0,05/2)) = 0,076 \text{ MN.m}$$

Donc : axe neutre dans la table .

Le Calcul de ferrailage comme une section rectangulaire (b= 65 cm ; h= 21 cm)

$$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc}) = 0,01373 / (0,65 \times 0,19^2 \times 14,16)$$

$$\mu_u = 0,041 < \mu_R = 0,392$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaire Asc=0 .

$$A_{st} = M_u / (z \times \sigma_{st}) \quad \text{avec :}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,05$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,186 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,8 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,01371 / (0,186 \times 348) = 2,12 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,12 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité:**

$$A_{st} \geq \max \{ b \times h / 1000, (0,23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \}$$

$$A_{st} \geq \max \{ 1,365 ; 1,49 \} \text{ cm}^2 \quad \text{c.v}$$

Le choix : $A_{st} = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

✓ **ELS :**

$$M_{ser} = 9,71 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$bx^2/2 + n \times A_{sc} \times (x-d) - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$b = 65 \text{ cm}, n = 15, A_{sc} = 0, A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2.$$

$$(65 \times x^2) / 2 - 15 \times 3,39 \times (19-x) = 0$$

$$32,5x^2 + 50,85x - 966,15 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 50,85^2 + 4 \times 32,5 \times 966,15$$

$$\sqrt{\Delta} = 358 \quad \text{donc} \quad x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad x = 4,72 \text{ cm} \quad x \leq 5 \text{ cm} \quad \text{donc axe neutre dans la table}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = bx^3/3 + n \times A_{st} \times (d-x)^2 = (65/3) \times 4,72^3 + 15 \times 3,39 \times (19-4,72)^2$$

$$I = 12647,58 \text{ cm}^4$$

➤ **Verification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = (M_s \times x) / I$$

$$\sigma_{bc} = (9,71 \times 10^{-3} \times 4,72 \times 10^{-2}) / (12647,58 \times 10^{-8}) = 3,62 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \quad \dots \quad \text{C.V}$$

• **Acies :**

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

$$= (15 \times 9,71 \times 10^{-3} \times (0,19 - 4,92 \times 10^{-2})) / 12647,58 \times 10^{-8}$$

$$= 164,44 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \quad \dots \quad \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \dots \quad \text{C.V}$$

➤ **Armature transversale :**

$$\emptyset_t \leq \min (\emptyset_l ; h/35 ; b_0 / 10)$$

$$\emptyset_t \leq \min (1,2 ; 21/35 ; 12/10)$$

$$\emptyset_t \leq 0,6 \quad \longrightarrow \quad \emptyset_t = \emptyset_6$$

➤ **Calcul de l'espacement st :**

selon RPA 99V 2003

1-zone courante :

$$St \leq h/2 = 21/2 = 10,5 \quad \dots \quad \text{donc}$$

$$St = 10 \text{ cm}$$

2-Zone nodale :

$$St \leq \min (h/4 , 12 \varnothing l , 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (5.25 , 12 , 30)$$

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

 **En appuis :**

✓ **ELU :**

$$M_{u \max} = 13,47 \text{ KN.m} = 0,01347 \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = M_u / (b_0 \times d^2 \times f_{bc}) = 0,01347 / (0,12 \times 0,19^2 \times 14,16)$$

$$\mu_u = 0,219 < \mu_R = 0,392$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaire $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = M_u / (z \times \sigma_{st}) \quad \text{avec :}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,314$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,166 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,8 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,01347 / (0,166 \times 348) = 2,33 \times (10^{-4}) \text{ m}^2 = 2,33 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{st} = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \leq 0,23 \times d \times b_0 \times f_{t28} / f_c$$

$$A_{st} \leq 0,27 \text{ cm}^2$$

✓ **Els :**

$$M_{ser} = 9,53 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$bx^2/2 + n \times A_{sc} \times (x-d) - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$b_0 = 12 \text{ cm} , n = 15 , A_{sc} = 0 , A_{st} = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$(12 \times x^2) / 2 - 15 \times 3,08 \times (19-x) = 0$$

$$6x^2 + 46,2x - 877,8 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 46,2^2 + 4 \times 6 \times 877,8$$

$$\sqrt{\Delta} = 152,32 \quad \text{donc} \quad x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \quad x = 8,84 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = b x^3/3 + n \times A_{st} \times (d-x)^2 = (12/3) \times 8,84^3 + 15 \times 3,08 \times (19-8,84)^2$$

$$I = 7532,25 \text{ cm}^4$$

➤ **Verification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = (M_s \times x) / I = 11,18 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = (9,53 \times 10^{-3} \times 8,84 \times 10^{-2}) / (7532,25 \times 10^{-8})$$

$$\text{Donc :} \quad \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \quad \dots \quad \text{C.V}$$

• **Acies :**

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

$$= (15 \times 9,53 \times 10^{-3} \times (0,19 - 8,84 \times 10^{-2})) / 7532,25 \times 10^{-8}$$

$$= 192,82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 192,82 \quad \dots \quad \text{Fssuration préjudiciable}$$

$$\text{Donc :} \quad \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \quad \dots \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = T_u / (b_0 \times d)$$

$$= (21,71 \times 10^{-3}) / (0,12 \times 0,19) = 0,95 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min(3,33 ; 5) \text{ MPa} \quad \text{donc :} \quad \tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Verification au glissement :**

$$T_u - M_u / 0,9 \times d \leq 0$$

$$21,7 - 13,47 / (0,9 \times 0,19) \leq 0$$

$$-7 \leq 0 \dots \text{C.V}$$

➤ **Verification de la flèche :**

$$h/l \geq 1/16 \quad \longrightarrow \quad 0,21/4,3 = 0,05 \geq 0,06 \dots\dots \text{C.N.V}$$

$$h/L \geq M_t / (10 \times M_0) \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

$$A_{st} / (b \times d) \geq 4,2 / f_c \quad \longrightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$I_0 = (b \times h^3) / 12 + 15 \times A_{st} ((h/2) - d')^2$$

$$= (0,65 \times 0,21^3) / 12 + \{ (15 \times 3,39 \times (10^{-4})) * ((0,21/2) - 0,02)^2 \}$$

$$I_0 = 5,37 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_1 = (0,05 \times f_{t28}) / \{ \varphi \times (2 + 3 \times (b_0 / b)) \}$$

avec :

$$\varphi = A_{st} / (b_0 \times d) = (3,39 \times 10^{-4}) / (0,12 \times 0,19)$$

$$\varphi = 0,015$$

$$\text{donc :} \quad \lambda_1 = 0,105 / 0,038 = 2,76$$

$$\mu = 1 - \{ (1,75 f_{t28}) / (4 \times \varphi \times \sigma_s + f_{t28}) \}$$

$$= 1 - \{ (1,75 \times 2,1) / (4 \times 0,015 \times 348 + 2,1) \}$$

$$\mu = 0,84$$

$$I_{fi} = 1,1 \times I_0 / (1 + \mu \times \lambda_i)$$

$$= (1,1 \times 5,37 \times 10^{-4}) / (1 + 2,76 \times 0,84)$$

$$I_{fi} = 1,78 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \times (f_{c28})^{1/3} = 10818,86 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{M_s}{E_i \times I_{fi}} = \frac{9,71 \times 10^{-3}}{32164,2 \times 1,78 \times 10^{-4}} = 1,69 \times 10^{-3}$$

$$f = ((L^2/10) \times (1/\gamma)) = (4,30^2/10) \times (1,69 \times 10^{-3}) = 3,12 \times 10^{-3} = 0,00312 \text{ m}$$

$$f_{adm} = L/1000 + 0,5 \text{ cm} = 4,3/1000 + 0,5 = 0,0093$$

$$\text{Donc :} \quad f < f_{adm} \dots\dots \text{C.V}$$

Tableau 3.4. Ferrailage des poutrelles :

niveau	Type	Ferrailage longitudinal				Ferrailage transversal	
		En travée		En appuis		Le choix	St
		Section calculée (cm ²)	Le choix	Section Calculée (cm ²)	Le choix		
RDC	1	2,12	3T12 3,39cm ²	2,33	2T14 3,08 cm ²	Ø6	Zone Nodale (5cm)
	2	2,11	3T12 3,39cm ²	2,35	2T14 3,08cm ²		
Etagé 1	1	1,75	3T12 3,39cm ²	1,89	2T12 2,26cm ²		
	2	1,72	3T12 3,39cm ²	1,78	2T12 2,26cm ²		
Etagé 2	1	1,51	3T12 3,39cm ²	1,60	2T12 2,26 cm ²		
	2	1,51	3T12 3,39cm ²	1,60	2T12 2,26 cm ²		
	3	1,51	3T12 3,39cm ²	1,62	2T12 2,26 cm ²		
Etagé Courrant	1	1,49	3T12 3,39cm ²	1,40	2T12 2,26cm ²		
	2	1,49	3T12 3,39cm ²	1,56	2T12 2,26cm ²		
	3	1,49	3T12 3,39cm ²	1,56	2T12 2,26cm ²		
	4	1,49	3T12 3,39cm ²	1,42	2T12 2,26 cm ²		
Terrasse Accessible	1	1,49	3T12 3,39cm ²	1,36	2T12 2,26cm ²		
	2	1,49	3T12 3,39cm ²	1,52	2T12 2,26cm ²		
	3	1,49	3T12 3,39cm ²	1,51	2T12 2,26cm ²		
	4	1,49	3T12 3,39cm ²	1,38	2T12 2,26 cm ²		
Terrasse inaccessible	1	2,16	3T12 3,39cm ²	0	2T12 2,26 cm ²		Zone courante (10 cm)

3.2.7. L' Ancrage des barres :

$$L_s = (\phi \times f_e) / (4 \times \bar{\tau}_s)$$

$$\tau_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad ; \quad \text{avec } \psi = 1.5 \text{ pour les aciers H.A}$$

$$= 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_1 = 10 \phi ; \quad r = 5.5 \phi, \quad L_2 = L_s - \alpha \times L_1 - \beta \times r$$

$$\text{Un crochet } 90^\circ : \quad \beta = 2.19, \quad \alpha = 1.87$$

$$L = L_2 + r + (\phi/2)$$

Tableau 3.5. l'ancrage des armatures

ϕ (mm)	L_s (cm)	L_1 (cm)	r (cm)	L_2 (cm)	$\bar{\tau}_s$	L (cm)
14	49.38	14	7.7	6.337	2.835	15
12	42.32	12	6.6	5.426	2.835	15

3.3. Ferrailage de la dalle de compression :

Epaisseur de la dalle de compression est egale 5 cm, par treillis soudes de diametre 5mm .

Les dimation ne doivent pas dépassé :

- ✓ 20 cm dans le sens // aux nervures. .
- ✓ 30 cm dans le sens \perp aux nervures .

L :entre axes des poutrelles .

A_1 : Armature \perp aux poutrelle.

A_2 : Armature // aux poutrelle.

$f_e = 500 \text{ MPa}$

$$A_1 \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = 6\phi 5 = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$St = 100/6 = 16.67 \text{ cm}$$

Donc : $St = 15 \text{ cm}$

$$A_2 = A_1 / 2 = 0.52/2 = 0.26 \text{ cm}^2$$

Donc : $3\phi 5 = 0.59 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$St = 100/3 = 33.3$$

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

Chapitre 4 :

Etude des éléments secondaires

 *Escaliers.*

 *Acrotère.*

 *Ascenseurs.*

4.1. LES ESCALIERS

4.1.1. Définition :

L'**escalier** : ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

4.1.2. Dimensionnement des escaliers :

❖ **Type 1** : Escalier RDC et étage courant

○ **Formule de BLONDEL** :

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

h : la hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche

$$59 - 2 \times 17 \leq g \leq 66 - 2 \times 17$$

$$25 \text{ cm} \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

Donc $g = 30 \text{ cm}$

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

○ **Nombre de marches et contre marche** :

✓ Nombre contre marche

$$n = \frac{H}{17} = \frac{3,06}{17} = 18$$

✓ Nombre de marche :

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

Tableau.4.1. Dimensionnement des escaliers (type 1)

	volée	H	g (cm)	n	Marche (n-1)	h (cm)
Type 1	1	136	30	8	7	17
	2	85	30	5	4	17
	3	85	30	5	4	17

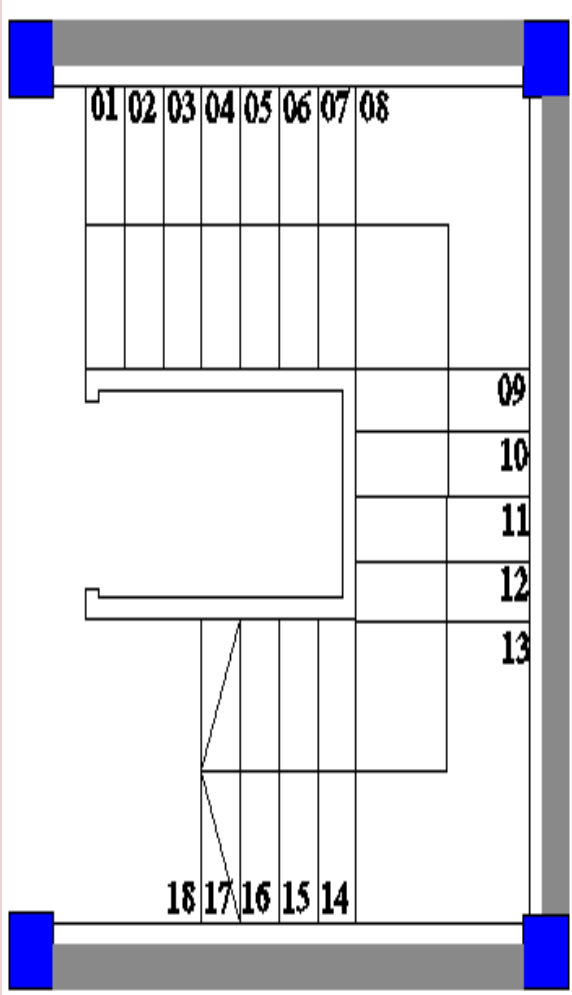
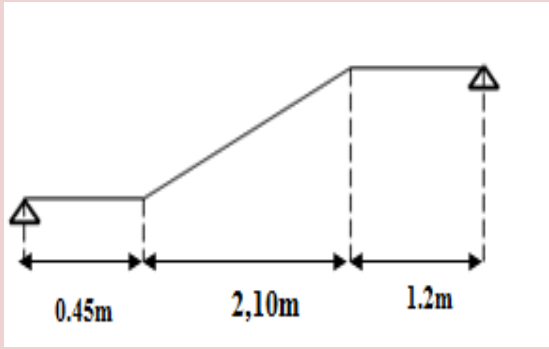
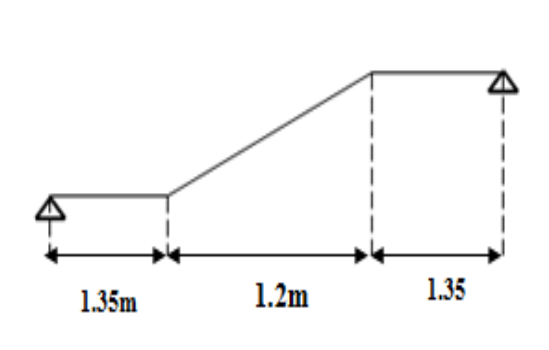
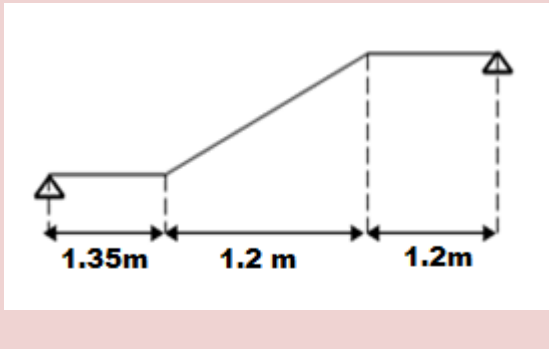
✚ **Longueur de la ligne de foulée :**

$$L_1 = g \times n_1 = 30 \times 7 = 210 \text{ cm}$$

$$L_2 = g \times n_2 = 30 \times 4 = 120 \text{ cm}$$

$$L_3 = g \times n_3 = 30 \times 4 = 120 \text{ cm}$$

Tableau.4.2. Schéma d'escalier : RDC-Etage courant

Escalier (RDC- étage courante)	Volée
	
	
	

✚ **L'inclinaison des paillasses :**

$$\alpha_1 = \arctg(1,36 / 2,10) = 33,02^\circ \text{ donc } \cos \alpha = 0,83$$

$$\alpha_2 = \arctg(0,85 / 1,2) = 35,37^\circ \text{ donc } \cos \alpha = 0,8$$

$$\alpha_3 = \arctg(0,85 / 1,20) = 35,37^\circ \text{ donc } \cos \alpha = 0,8$$

✚ **Epaisseur de la paillasse:**

$$L/30 \cos\alpha \leq ep \leq L/20 \cos\alpha$$

✚ **Epaisseur de palier :**

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

Tableau.4.3. l'épaisseur de palier et paillasse des différentes volées

Volée	ep paillasse (cm)	ep palier (cm)
1	15	12
2	15	12
3	15	12

❖ **Type2 : Escalier -sous-sol-**

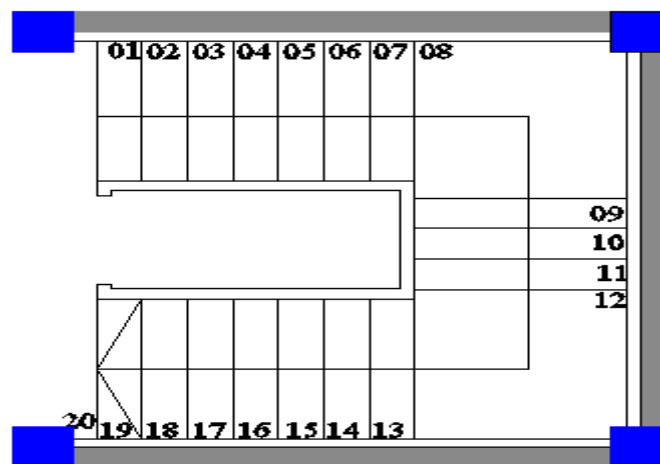


Figure .4.1.Shéma d'escalier -sous-sol -

Tableau.4.4. Dimension des escaliers (type 2)

	volée	H (cm)	L (cm)	g (cm)	n	Marche (n-1)	h (cm)	α	$\cos\alpha$	ep_{palier} (cm)	$ep_{\text{paillasse}}$ (cm)
Type 2 (Escalier de sous-sol)	1	136	210	30	8	7	17	33.02	0.83	12	15
	2	68	90	30	4	3	17	36.86	0.80		
	3	136	210	30	8	7	17	33.02	0.83		

4.1.3. Descente des charges

Tableau .4.5. Evaluation des charges du palier

Désignation	ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Lite de sable	0.02	18	0.36
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Carrelage	0.02	20	0.4
Poids propre du palier	0.15	25	3.75
			G = 5.11 KN/m ²

- Surcharge d'exploitation Q= 2.5 KN/m²

Tableau.4.6. Evaluation des charges du paillasse

Désignation	ep (m)	Masse volumique (KN/m ³)	G (KN/m ²)
Couche de sable	0.02	18	0.36
Mortier de ciment vertical ep×20×(h/g)	0.02	20	0.23
Mortier horizontale	0.02	20	0.4
Enduit en plâtre ep×10 / cos α	0.02	10	(0,02×10) / cos α
Poids propre de volée ep×25/cosα	0.15	25	(0,15×25)/cosα
Poids propre de marche (h/2)×22	/	22	1.87
Carrelage verticale ep×22×(h/g)	0.02	22	0.25
Carrelage –H-	0.02	22	0.44

- Surcharge Q= 2.5 KN/m²

4.1.4. Calcul de sollicitations :4.1.4.1. Exemple de calcule –type 1-volée 2 :

- Détermination des moments fléchissants et efforts tranchants

L1 =L3= 1.35 m, L2 =1.2 m

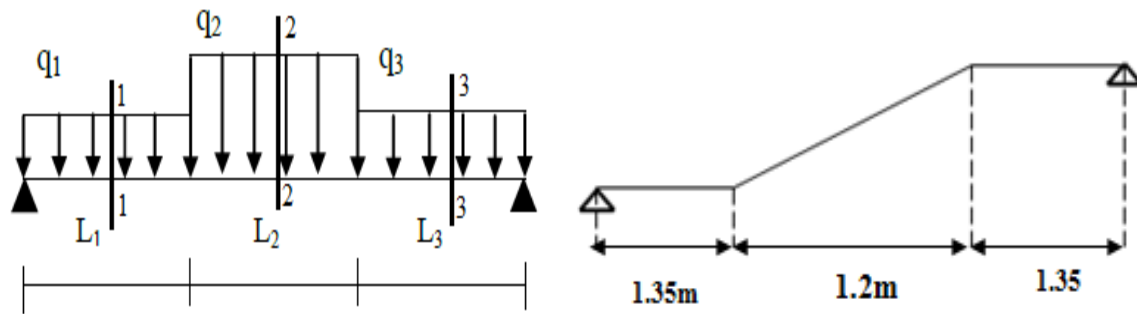


Figure.4.2. Schéma statique

- volée :

$G = 8.50 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 2.5$

$$qu2 = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times (8.50) + 1.5 \times (2.5)$$

$$qu2 = 15.23 \text{ KN/m}^2$$

$$qs2 = G + Q = 8.50 + 2.5$$

$$qs2 = 11 \text{ KN/m}^2$$

- palier :

$G = 5.11 \text{ KN/m}^2$, $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

$$qu1 = qu3 = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 10.64 \text{ KN/m}^2$$

$$qs1 = qs3 = G + Q = 7.61 \text{ KN/m}^2$$

➤ Elu :

$$2Ra = qu1 \times 1.35 \times 2 + qu2 \times 1.2$$

$$Ra = 10.64 \times 1.35 + (15.23 \times 1.2) / 2$$

$$Ra = Rb = 23.50 \text{ KN}$$

-Moments fléchissant :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.35$

$$M(x) = Ra \times x - (qu2 \times x^2) / 2 = 23.50 \times x - (10.64 \times x^2) / 2$$

$$M(0) = 0$$

$$M(1.35) = 22.03 \text{ KN.m}$$

Section 2-2 : $1.35 \leq x \leq 2.55$

$$M(x) = Ra \times x - qu2 \times 1.35 \times x - (1.35/2) - qu1 \times (x - 1.35)^2 / 2$$

$$M(x) = 23.50 \times x - 10.64 \times 1.35 \times (x - 0.68) - 15.23 \times ((x - 1.35)^2) / 2$$

$$M(2.55) = 22.1 \text{ KN.m}$$

$$M(1.35) = 22.1 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} (L/2 = 1.95) = 24.85 \text{ K.N.m}$$

Section : 3-3 $2.55 \leq x \leq 3.9$

$$M(x) = Ra \times x - 1.35 \times qu2 \times (x - (1.35/2)) - qu1 \times 1.2 \times (x - (1.35 + (1.2/2))) - qu2 \times ((x - (1.35 + 1.2))^2) / 2$$

$$M(2.55) = 22.1 \text{ KN.m}$$

$$M(3.9) = 0 \text{ KN.m}$$



Figure.4.3. Moment fléchissant ELU Selon sap 2000

Efforts tranchants:

Section 1-1: $0 \leq x \leq 1.35$

$$T(x) = -R_a + q_u2 \times x$$

$$T(0) = -23.50 \text{ KN}$$

$$T(1.35) = -9.14 \text{ KN}$$

Section 2-2 : $1.35 \leq x \leq 2.55$

$$\begin{aligned} T(x) &= -R_a + q_{u1} \times 1.35 + q_{u2} \times (x - 1.35) \\ &= -23.50 + 10.64 \times 1.35 + 15.23 \times (x - 1.35) \end{aligned}$$

$$T(1.35) = -9.14$$

$$T(2.55) = 9.14 \text{ KN}$$

Section 3-3 :

$$\begin{aligned} T(x) &= R_b - q_{u3} \times x \\ &= 23.50 - 10.64 \times x \end{aligned}$$

$$T(0) = 23.50 \text{ KN}$$

$$T(1.35) = 9.14 \text{ KN}$$

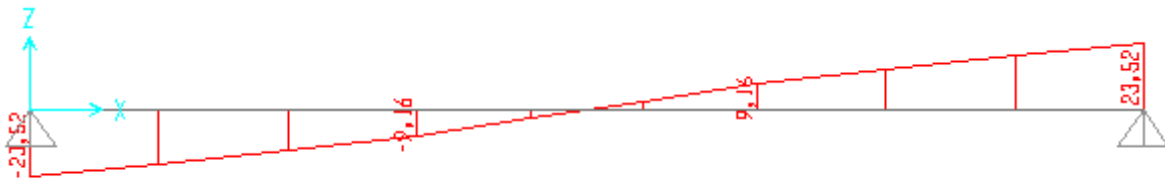


Figure.4.4. Efforts tranchants ELU Selon sap 2000

➤ **ELS :**

$$R_a = R_b = 16.89 \text{ KN}$$

-Moments fléchissant :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.35$

$$M(x) = R_a \times x - (q_{s1} \times x^2) / 2$$

$$M(0) = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(1.35) = 15.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Section 2-2: $1.35 \leq x \leq 2.55$

$$M(x) = R_a \times x - q_{s1} \times 1.35 \times (x - (1.35/2)) - q_{s2} \times ((x - 1.35)^2 / 2)$$

$$M(1.35) = 15.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M(2.55) = 15.86 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{\max} = M(L/2 = 1.95) = 17.85 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Section: 3-3 $2.55 \leq x \leq 3.9$

$$M(x) = -qs_1 \times 1.35 \times (x - (1.35/2)) - qs_2 \times 1.2 \left(x - \left(1.35 + \frac{1.2}{2}\right) \right) - (qs_3 \times (x - (1.35 + 1.2))^2) / 2 + R_a \times x$$

$$M(x) = -7.61 \times 1.35 \times (x - 1.35/2) - 11 \times 1.2 \times \left(x - \left(1.35 + \frac{1.2}{2}\right) \right) - \left(7.61 \times \left((x - (1.35 + 1.2))^2 \right) / 2 \right) + 16.89 \times x$$

$$M(2.55) = 15,88 \text{ KN.m}$$

$$M(3.9) = 3,2 \text{ KN.m}$$



Figure .4.5. Moments fléchissant ELS Selon sap 2000

-Efforts tranchants :

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 1.35$

$$T(x) = -R_a + qs_1 \times x$$

$$T(0) = -16.89 \text{ KN}$$

$$T(1.35) = -6.62 \text{ KN}$$

Section 2-2 : $1.35 \leq x \leq 2.55$

$$T(x) = -R_a + qs_1 \times 1.35 + qs_2 \times (x - 1.35)$$

$$T(1.35) = -6,62 \text{ KN}$$

$$T(2.55) = 6.62 \text{ KN}$$

Section : 3-3 : $2.55 \leq x \leq 3.9$

$$T(x) = R_a - q_2 \times x$$

$$T(0) = 16.89 \text{ KN}$$

$$T(1.35) = 6.62 \text{ KN}$$



Figure.4.6. Efforts tranchants ELS Selon sap 2000

Tableau.4.7.Détermination du Moment fléchissant et l'effort tranchant D' après sap 2000

	Volée	ELU		ELS	
		M max (KN .m)	T max (KN)	M max (KN .m)	T max (KN)
Type 1	1	24.63	25.57	17.76	18.43
	2	24.50	23.52	17.63	16.89
	3	21.86	22.31	15.72	16.02
Type 2	1	23.92	24.34	17.25	17.52
	2	20.50	21.23	14.75	15.24
	3	23.92	24.34	17.25	17.52

4.1.5. Calcul du ferrailage :

-Exemple de calcul :

En travée✚ **Elu :****-D'après tableau (4.7)**

$$M_{u \max} = 24.63 \text{ KN} \cdot \text{m} = 0.02463 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_{\max} = 0.021 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$\mu_u = M_u / (b \times d^2 \times f_{bc}) = 0.021 / (0.135^2 \times 14.16) = 0.081 < \mu_R = 0.392$$

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

$$d = 0.9 \times h = 0.135 \text{ m}$$

Donc : $A_{sc} = 0$ ' section simple armature '

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

$$\Rightarrow \alpha = 0,1$$

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

$$\Rightarrow z = 0,130 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 347.8 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = M_u / (z \times \sigma_{st}) = 0.021 / (0.130 \times 348) = 4.64 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 4.64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Section min RPA 99V 2003:

$$A_{st} = 0.005 \times b \times h = 7.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend $A_{st} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$ **-Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_{st} \geq 1.63 \text{ cm}^2 \quad \text{C.V}$$

-Armature de répartition :

$$A_R = A_{st} / 4 = 7.92 / 4 = 1.98 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{on prend : } A_R = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} = 4T10$$

Vérification de la flèche :

- $h/L \geq 1/16$

$$3.06/3.9 = 0.78 \geq 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié}$$

- $h/Lb \geq \frac{Mt}{M_0 \cdot 10}$

$$0.78 \geq 15.09 / (177.6) = 0.084 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- $\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$

$$0.0058 \leq 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

✚ **ELS :**

Position de l'axe neutre :

$$d = 0.9 h = 0.135 \text{ m}$$

$$bx^2/2 - n A_{sc} \times (x - d^2) - n A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 7.92 \times (13.5 - x) = 50x^2 + 118.8x - 1603.8$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 334873.44$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\Rightarrow x = 4.60 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = bx^3/3 + n \times A_{st}(x-d)^2 + n A_{st} \times (d-x)^2$$

$$= 12654.68 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$M_{\max} = 17.76 \text{ KN.m} = 0.01776 \text{ MN.m}$$

$$M_s = 0.85 \times 0.01776 = 0.01509 \text{ MN.m}$$

En béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I_G} = \frac{0.01509 \times 0.046}{12654.68 \times 10^{-8}} = 5.48 \text{ MPa}$$

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

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

En acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d-x)}{I_G} = 15 \times \frac{0.01509 \times (0.135 - 0.046)}{12654.68 \times 10^{-8}} = 159.19 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_{st} \geq \sigma_{st}$$

➤ **En appuis**

✚ **Elu :**

$$M_a = 0.5 M_{\max} = 0.5 \times 0.02463 = 0.0123 \text{ MN.m}$$

Moment réduit :

$$\mu_u = M_a / (b \times d^2 \times f_{bc}) = 0.0123 / (0.135^2 \times 14.16) = 0.0476 < \mu_R = 0.392$$

Donc $A_{sc} = 0$ (section simple armature)

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

$$\Rightarrow \alpha = 0.0625$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.0625)$$

$$\Rightarrow z = 0.132 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_{st} = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = M_a / (z \times \sigma_{st}) = 0.0123 / (0.132 \times 348) = 2.67 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0.23 \times d \times b \times (f_{t28} / f_e)$$

$$f_{t28} = 0.06 \times f_{c28} + 0.6 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 1.63 \text{ cm}^2$$

Minimum RPA99V2003 :

$$A_{st} \geq 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 1 \times 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

On prend $A_{st} = 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Armature de répartition :

$$A_R = A_{st} / 4 = 1.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

le choix : $A_R = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} = 4T10$

ELS :

Position de l'axe neutre :

$$d = 0.9 h = 0.135 \text{ m}$$

$$d' = h - d$$

$$bx^2/2 - n A_{sc} \times (x - d') - n A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$50x^2 - 15 \times 7.92 \times (13.5 - x) = 50x^2 + 118.8x - 1603.8$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 334873.44$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$\Rightarrow x = 4.60 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_G = bx^3/3 + nA_{sc} \times (x - d')^2 + n A_{st} \times (d - x)^2$$

$$= 12654.68 \text{ cm}^4$$

Vérification de contrainte :

$$M_s = 0.5 M_{\max} = 0.5 \times 0.01776 = 8.88 \times 10^{-3}$$

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I_G} = 3.22 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ condition vérifiée

Acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_s \times (d - x)}{I_G} = 15 \times \frac{8.88 \times 10^{-3} \times (0.135 - 0.046)}{12654.68 \times 10^{-8}} = 93,679 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

Donc : $\overline{\sigma}_{st} \geq \sigma_{st}$

Tableau .4.8.Ferraillage des différents types des escaliers :

Ferraillage			A calculée (cm ² /ml)	A choisie (cm ² /ml)	Armature de répartition (cm ² /ml)
Type 1	Volée1	Appuis	2,67	7,92 7T12	4T10 3,14 cm ²
		Travée	4,64	7,92 7T12	
	Volée2	Appuis	2,69	7,92 7T12	
		Travée	4,63	7,92 7T12	
	Volée 3	Appuis	2,38	7,92 7T12	
		Travée	4,12	7,92 7T12	
Type 2	Volée1	Appuis	2,60	7,92 7T12	
		Travée	4,49	7,92 7T12	
	Volée2	Appuis	2,23	7,92 7T12	
		Travée	3,85	7,92 7T12	
	Volée 3	Appuis	2,60	7,92 7T12	
		Travée	4,49	7,92 7T12	

4.2. Etude de la poutre palière :

4.2.1. Dimensionnement :

L= 4.2 m

Selon le B.A.E.L. 91 modifié en 99 :

Hauteur de poutre :

$$L/15 \leq h \leq L/10$$

$$28\text{cm} \leq h \leq 42 \text{ cm}$$

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

La largeur de la poutre palier :

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

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$

- **Vérification de RPA 99 V 2003 :**

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

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

$$h/b \geq 4 \text{C.V}$$

4.2.2. Evaluation des charges :

Poids propre de la poutre:

$$P_{p1} = 0,25 \times 0,4 \times 25 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

$$P_{p2} = 0,25 \times 0,4 \times 25 \times \frac{1}{\cos \alpha} = 3,13 \text{ KN/ml}$$

$$P_{p3} = 0,25 \times 0,4 \times 25 = 2,5 \text{ KN/ml}$$

Poids du mur situé sur la poutre :

$$P_{m1} = 2,95 \times 1,7 = 5,02 \text{ KN/ml}$$

$$P_{m2} = 2,95 \times 1,28 = 3,78 \text{ KN/ml}$$

$$P_{m3} = 2,95 \times 0,85 = 2,51 \text{ KN/ml}$$

Réaction de palier sur la poutre :

$$R_b = \frac{2T}{L} = \frac{2 \times 23.52}{4,2} = 11,2 \text{ KN}$$

✚ Els :

$$q_s = G + Q + R_b$$

✚ Elu :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q + R_b \text{ avec } Q = 0$$

Tableau .4 .9 charges et surcharges en ELU et ELS

	q ₁ (KN/m)	q ₂ (KN/m)	q ₃ (KN/m)
ELU	21,35	20,52	17,96
ELS	18,72	18,11	16,21

Tableau .4.10.Moment fléchissant et effort tranchant de la poutre palier

	M max	T max
Elu	37.97	40,34
Els	33,60	35,55

4.2.3. Calcul de ferrailage :

✚ Elu :

En travée :

$$M_{\max} = 37,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = 0,85 M_{\max} = 32,27 \text{ KN .m} = 0,03227 \text{ MN .m}$$

Moment réduit :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}} = 0,072 < \mu_R = 0,392 \text{ donc section simple armature } A_{SC} = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) \Rightarrow \alpha = 0,088$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 0,347 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$A_{st} = 2,67 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A_{st} = 3T 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 0,4 = 0,36 \text{ m}$$

$$A_{st} \geq 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,06f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,25 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,08 \text{ cm}^2$$

✚ Els :

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - n A_{st}(d - x) = 0$$

$$12,5x^2 + 50,85x - 1830,6 = 0$$

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} ; \quad x = \frac{-50,85 \pm \sqrt{126636,84}}{25}$$

$$\Rightarrow x = 14,30 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{25 \times 14,30^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (36 - 14,30)^2 = 48313,148 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

- $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{28,56 \times 10^{-3} \times 0,1430}{48313,148 \times 10^{-8}}$

$$\sigma_{bc} = 8,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

- $\sigma_{st} = (n \times M_s \times (d - x)) / I = (15 \times 28,56 \times 10^{-3} \times (0,36 - 14,30 \times 10^{-2})) / 48313,148 \times 10^{-8}$
= 192,42 MPa

Fissuration peu préjudiciable

$$\sigma_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{40,34 \times 10^{-3}}{0,25 \times 0,36} = 0,448 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \dots \dots \dots \text{La fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

Verification de la flèche :

$$\begin{aligned} ht/L &\geq 1/16 &\longrightarrow 0.72 &\geq 0.062 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ ht/L &\geq Mt/(10 \times M_0) &\longrightarrow 0.72 &\geq 0.085 \dots\dots\dots \text{C.V} \\ Ast/(b \times d) &\leq 4,2 \times f_e &\longrightarrow 0.0037 &\leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{C.V} \end{aligned}$$

En appuis :**Elu :**

$$M_{\max} = 37,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appuis}} = 0,5 \times 37,97 = 18,99 \text{ KN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = 0,041 < \mu_{R=0.392} \text{ donc } A_{sc} = 0 \text{ section simple armature}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) \Rightarrow \alpha = 0,05$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,062) \Rightarrow z = 0,353 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \sigma_{st}} = 1,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix: } 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,25 \times 0,36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1,01 \text{ cm}^2$$

Els :

$$M_{\max} = 33,60 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 0,5 \times 33,60 = 16,8 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bx^2}{2} - n A_{st}(d - x) = 0$$

$$12,5x^2 + 50,85x - 1830,6 = 0$$

$$\Rightarrow x = 14,30 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

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

$$I = \frac{25 \times 14,30^3}{3} + 15 \times 3,39 \times (36 - 14,30)^2 = 48313,148 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\bullet \sigma_{bc} = \frac{M_s \times x}{I} = \frac{33,60 \times 10^{-3} \times 14,30 \times 10^{-2}}{48313,148 \times 10^{-8}}$$

$$\sigma_{bc} = 9,94 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\bullet \sigma_{st} = (n \times M_s \times (d - x)) / I = (15 \times 33,60 \times 10^{-3} \times (0,36 - 14,30 \times 10^{-2})) / 48313,148 \times 10^{-8}$$

$$= 231,17 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable

$$\sigma_{st} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots \text{C.V}$$

Condition du RPA99V2003 :

$$A_{min} = 0.005 \times (b \times h) = 5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{st} \geq A_{min} \dots \text{C.V} \quad \text{et} \quad A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :At

$$\emptyset \leq \min (h/35 ; b/10 ; \emptyset L)$$

$$\emptyset \leq \min (1.14 ; 2.5 ; 1.2)$$

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

Espacement St :

Selon RPA 99 V 2003 :

Zone nodale :

$$St \leq \min (h/4 ; 30 \text{ cm} ; 12 \emptyset L) = 10 \text{ cm}$$

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

Zone courante:

$$St \leq h/2 = 20 \text{ cm}$$

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

4.3. Etude de l'acrotère

4.3.1. Définition :

L'acrotère est un relief constitué par un muret situé en bordure de la toiture, dans le prolongement de ses murs de façade.

4.3.2. Poids propre :

- **Calcul de surface :**

S : surface de l'acrotère

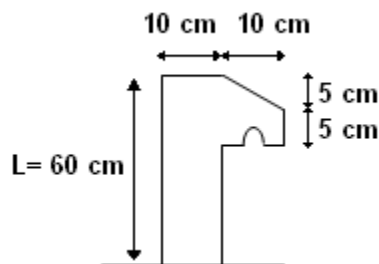


Figure.4.7.acrotère

$$S = (60 \times 10) + (5 \times 10) + \frac{5 \times 10}{2} = 600 + 50 + 25$$

$$S = 675 \text{ cm}^2 = 0.0675 \text{ m}^2$$

- **La masse volumique :**

$$\gamma_b = 2500 \text{ kg/m}^3 = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$P = S \cdot 2500 = 168.75 \text{ kg/ml}$$

$$G = \gamma_b \cdot S = 0.0675 \times 25 = 1.68 \text{ KN/ml}$$

4.3.3. Calcul des sollicitations :

Calcul en flexion composé :

Selon RPA99v 2003

Calcul de la force horizontale :

Fp : force horizontale

$$\Rightarrow F_p = 4 \times C_p \times A$$

Facteur de force horizontale $C_p = 0.8$ P : poids propre de l'acrotère $P = 1.68 \text{ KN}$

$$\Rightarrow F_p = Q = 4 \times 0.8 \times 0.1 \times 1.68 = 0.54 \text{ KN}$$

 $Q = 0.54 \text{ KN/ml}$ $N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times (1.68) = 2.26 \text{ KN}$ $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 0.54 \times 0.6 = 0.486 \text{ KN.m}$

Els:

 $N_s = G = 1.68 \text{ KN}$ $M_s = Q \times h = 0.54 \times 0.6 = 0.324 \text{ KN.m}$ **4.3.4. Détermination du ferrailage :****Calcul de l'excentricité:**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.486}{2.26}$$

$$\Rightarrow e = 0.22 \text{ m}$$

$h/6 = 0.017 \text{ m}$ donc $e > h/6$ La section est partiellement comprimée c'est-à-dire centre de pression appliqué à l'extérieur du noyau

 $d = 0.9 \times h = 0.09 = 0.9 \times 0.1 = 0.09$

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

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

$$M_a = 2.26 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} + 0.22 \right)$$

$$M_a = 0.588 \text{ KN.m} = 0.588 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} \text{ avec}$$

$$\gamma_b = 1.5$$

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

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } f_{bc} = 14.16$$

$$b = 1$$

$$d = 0.09$$

$$M_a = 5.88 \times 10^{-4} \text{ MN.m}$$

$$\mu_u = \frac{5.88 \times 10^{-4}}{1 \cdot (0.09)^2 \times 14.16}$$

$$\mu_u = 5.13 \times 10^{-3} = 0.00513$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_R = 0.392 \text{ donc: S.S.A c.à.d. } A_{SC} = 0$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MP}$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.00513} \right) = 0.006$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.006$$

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

$$z = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.006) = 0.09$$

$$\Rightarrow z = 0,09$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \times \left(\frac{Ma}{z} - Nu \right) = 0.123 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

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

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 0,1 \times 0,09 \times \frac{2,1}{400}$$

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

$$\Rightarrow \text{On prend } A_{st} = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Vérification à Els :

$$e = M_s / N_s = 0.324 / 1.68 = 0.20 > 0.1$$

$$p = -3c^2 - \frac{c - d' \times 6n \times A_{sc}}{b} + \frac{A_{st} \times 6n \times (d - c)}{b}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ et } c = \frac{h}{2} - e$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{6nA_{st}}{b} \times (d - c)$$

$$p = -0.0642$$

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

$$q = 0,00596$$

Méthode des itérations successives :

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p}$$

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

On fixe $e_1 = 0.5$ la première valeur

$$0.5 \longrightarrow 0.297$$

$$0.236 \longleftarrow 0.209$$

$$0.196 \longleftarrow 0.187$$

$$0.182 \longleftarrow 0.179$$

$$0.177 \longleftarrow 0.175$$

$$0.174 \longleftarrow 0.173$$

$$0.172 \longleftarrow 0.171$$

$$0.171 \longleftarrow 0.171$$

$$\Rightarrow \text{Donc on prend } e_1 = 0.171$$

$$x = \frac{h}{2} + e_1 - e = 0.05 + 0.171 - 0.20$$

$$\Rightarrow x = 0.021 \text{ m}$$

$$S = \frac{bx^2}{2} - nAst(d - x) = 6.42 \times 10^{-5} \text{ m}$$

Calcul de contrainte :

✓ **Béton :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{0,00168 \times 0,021}{6,42 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{bc} = 0,549 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{bc}}{f_{c28}} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

✓ **Acier :**

$$\sigma_{st} = n \times N_s \times \frac{d - x}{s} = 15 \times 0.00168 \times \frac{0.09 - 0.021}{6.42 \times 10^{-5}}$$

$$\sigma_{st} = 27.08 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable avec $\mu=1.6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{ condition vérifié}$$

Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = T/(b \times d) \quad \text{et} \quad T = 1.5 \times 0.54 = 0.81 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{(0.81 \times 10^{-3})}{0.09} = 0.009 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \quad \text{on prend } 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \tau_u \quad \text{C.V}$$

Les armatures de réparation:

$$A_r = A_{st}/4 = 1.51/4 = 0.37 \text{ on prendr } 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

4.4. Etude de l'accenseur :

Appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment.

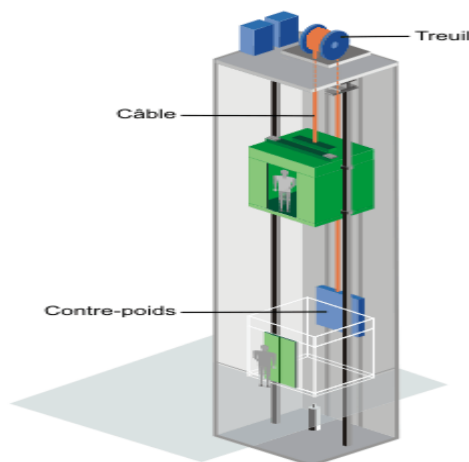


Figure.4.8. Ascenseur

4.4.1. Les Dimensions d'ascenseur :**Tableau .4.11 .Les Dimensions d'ascenseur**

Les Caractéristiques	Les Dimensions
La Largeur.	2.10m
La Hauteur.	1,50 m
La Profondeur.	1,90 m
La Largeur du passage libre.	0,80 m
La Hauteur du passage libre.	2,00 m

-L'épaisseur de la dalle qui supporte l' ascenseur : $h = 25 \text{ cm}$

4.4.2. Evaluation des chareges et surcharges :

- Le poids mort total : $P_m = 1200 \text{ KG}$
- Poids de la cabine vide = 600 kg
- Poids de contre poid = $Q/2 + P \text{ cabine} = 630/2 + 600 = 915 \text{ kg}$
- **Le poids des cables :**

D poulie / d cables = 45 et 500/ d cable = 45 \longrightarrow d cable = $500/45 = 11.111 \text{ mm}$

L cable = $H_t - H_c = 39.78 - 1.9 = 37.88 \text{ m}$

m : la mass linéaire du cable $m = 0.512 \text{ kg / ml}$

n : nombre de cable = 2

$M_g = m \times n \times L = 0.512 \times 37.88 \times 2 = 38.78 \text{ kg}$

Poids des accesoire = 80 kg

Poids de parachute = 100 kg

➤ **La charge permanente :**

$G = 1200 + 38.78 + 915 + 600 + 100 + 80$

$G = 2933.78 \text{ kg}$

$G = 29.337 \text{ KN /ml}$

➤ **La Charge d'Exploitation :**

$Q = 630 \text{ kg (8 personne)}$

➤ **Combinaisons de Charge :**

ELU : $Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1.35 \times 29.337 + 1.5 \times 6.3 = 49.054 \text{ KN/m}^2$.

ELS : $Q_s = G + Q = 29.337 + 6.3 = 35.637 \text{ KN/m}^2$.

4.4.3. Vérification de la Dalle d'Ascenseur au Poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur, chaque appui prend (1/4) de la charge totale.

$q_u = Q_u / 4 = 49.054 / 4 = 12.26 \text{ KN}$

Selon B.A.E.L 91 modifié 99 :

$$q_u \leq 0.045 \times u_p \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$L_x / L_y = 1,50/2,10 = 0,71 \geq 0,4$ donc dalle portante dans 2 sens

Si la charge est directement appliquée sur la dalle :

$$U_0 = u + h$$

$$V_0 = v + h$$

u et v : dimension d'impact

$$u = v = 10 \text{ cm}$$

$$U_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} = 0,35 \text{ m}$$

$$V_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} = 0,35 \text{ m}$$

u_p = périmètre du contour au niveau de feuillet moyen

$$u_p = (u + v) \times 2 = (35 + 35) \times 2 = 140 \text{ cm} = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Donc} \quad q_u \leq 0,045 \times 1,4 \times 0,25 \times \frac{25}{1,5}$$

$$12,26 \text{ KN} \leq 262,5 \text{ KN} \dots\dots \text{C.V (pas de risque)}$$

4.4.4. Détermination des sollicitations :

La méthode de PIGEAUD :

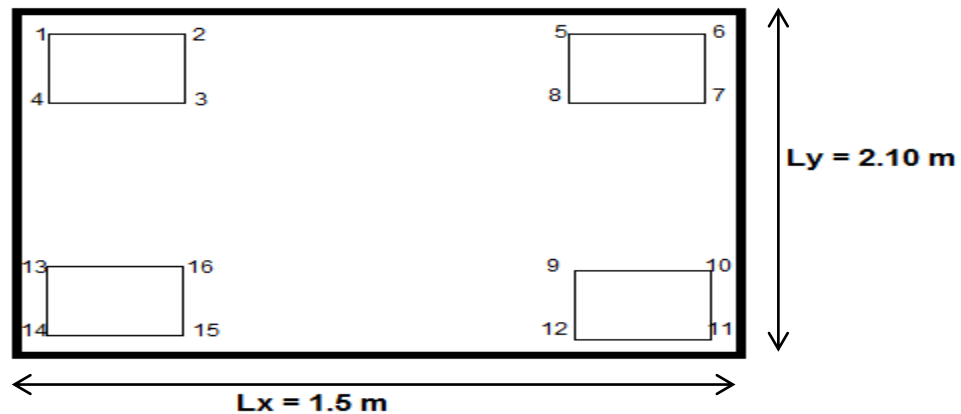


Figure.4.9. Chargement sur la dalle

$$\rho = L_x / L_y = 0,71$$

$$M_x = (M_1 + vM_2) \times P$$

$$M_y = (vM_1 + M_2) \times P$$

v : coefficient de poisson

$$v = 0 \text{ pour ELU}$$

$$v = 0,2 \text{ pour ELS}$$

Elu :

$$P_u = P_u' \times S$$

P_u' : la charge surfacique appliquée sur le rectangle.

$$P_u' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{12,26}{0,35 \times 0,35} = 100,08 \text{ KN/m}^2$$

1-Rectangle { 1 ,6 ,11 ,14 }

2-Rectangle { 2,5,12,15 }

3-Rectangle { 3 ,8 ,9 ,16 }

4-Rectangle { 4 ,7 ,10 ,13 }

$$L_x = 1,5 ; L_y = 2,10$$

Tableau.4.12. les différents moments des rectangles à Elu

u (m)	v (m)	U ₀	V ₀	u ₀ /l _x	v ₀ /l _y	M ₁	M ₂	S(m ²)	P'u KN/m ²	Pu (KN)	M _X (KN.m)	M _Y (KN.m)	
1	1,2	1,4	1,45	1,65	0,96	0,78	0,06	0,03	2,39	100,08	239	14,35	7,17
2	0,5	1,4	0,75	1,65	0,5	0,78	0,092	0,04	1,24	100,08	124,09	11,42	4,96
3	0,5	0,7	0,75	0,95	0,5	0,45	0,115	0,065	0,71	100,08	71,05	8,17	4,61
4	1,2	0,7	1,45	0,95	0,96	0,45	0,075	0,048	1,37	100,08	137,10	10,28	6,58

$$M_x' = \frac{Mx1 - Mx2 - Mx4 + Mx3}{4} = 0,205 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y' = \frac{My1 - My2 - My4 + My3}{4} = 0,06 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$L_x = 1,50 \text{ m}, L_y = 2,10 \text{ m}$$

$$h = 0,25 \text{ m}$$

- **poids propre :**

$$G = 0,25 \times 25 = 6,26 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q = 1,35 \times 6,26 + 1,5 \times 1 = 9,951 \text{ KN / ml}$$

➤ **Etude de la dalle d'ascenseur :**

$$L_x / L_y = 1,50/2,10 = 0,71 \geq 0,4 \longrightarrow \text{ dalle portante dans 2 sens}$$

Elu :

$$\begin{cases} M_x'' = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2 \\ M_y'' = M_x \times \mu_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0671 & , \mu_y = 0,4471 \\ M_x'' = 0,0671 \times 9,951 \times 1,50^2 = 1,50 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y'' = 1,50 \times 0,4471 = 0,67 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Les moments appliqués à la dalle :

$$M_x = M_x' + M_x'' = 0,205 + 1,50 = 1,705 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_y' + M_y'' = 0,06 + 0,67 = 0,73 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Elu :

✚ **En travée :**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 1,278 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,547 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

✚ **En appuis :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,852 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,365 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

4.4.5. Détermination du ferrailage de la dalle :

✚ **En travée :**

Suivant X :

$b = 1 \text{ m}$; $h = 0,25 \text{ m}$; $d = 0,9 h = 0,225 \text{ m}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = \frac{f_e}{1,15} = 348 \text{ MPa}$
 $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;

section d'armature :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{1,278 \times 10^{-3}}{348 \times 1 \times 0,225^2} = 7,25 \times 10^{-5} < \mu_r = 0,392$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = M_{ut} / (z \times \sigma_{st}) \quad \text{avec :}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,013$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,013$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,223 \text{ m}$$

$$\Rightarrow z = 0,223 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,8 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 1,278 \times 10^{-3} / (0,223 \times 348) = 0,164 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

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

$$A_{st} \geq \{ 2,71 \} \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{st} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

$$M_{ua} = 0,852 \times 10^{-3}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,852 \times 10^{-3}}{348 \times 1 \times 0,225^2} = 4,83 \times 10^{-5} < \mu_r = 0,392$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = M_{ut} / (z \times \sigma_{st}) \quad \text{avec :}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0125$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0125$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,223 \text{ m}$$

$$\Rightarrow z = 0,223 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,8 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,852 \times 10^{-3} / (0,223 \times 348) = 0,11 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

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

$$A_{st} \geq \{ 2,71 \} \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{st} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En travée :

Suivant Y :

section d'armature :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,547 \times 10^{-3}}{348 \times 1 \times 0,225^2} = 3,25 \times 10^{-5} < \mu_r = 0,392$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = M_{ut} / (z \times \sigma_{st}) \quad \text{avec :}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0125$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0125$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.223 \text{ m}$$

$$\Rightarrow z = 0,223 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1.15 = 347.8 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,547 \times 10^{-3} / (0.223 \times 348) = 0,07 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{st} \geq \{ (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \}$$

$$A_{st} \geq \{ 2,71 \} \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{st} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$

En appuis :

$$M_{ua} = 0,852 \times 10^{-3}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{0,365 \times 10^{-3}}{348 \times 1 \times 0,225^2} = 2,07 \times 10^{-5} < \mu_r = 0,392$$

les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A_{sc} = 0$.

$$A_{st} = M_{ut} / (z \times \sigma_{st}) \quad \text{avec :}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0125$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,0125$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0,223 \text{ m}$$

$$\Rightarrow z = 0,223 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = f_e/\gamma_s = 400/1,15 = 347,8 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = 0,365 \times 10^{-3} / (0,223 \times 348) = 0,047 \text{ cm}^2$$

Section minimale :

$$A_{st} \geq \{ (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \}$$

$$A_{st} \geq \{ 2,71 \} \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{st} = 5T12 = 5,65 \text{ cm}^2$

Els :

$$M_x = (M_1 + vM_2)P$$

$$M_y = (vM_1 + M_2)P$$

$$v = 0,2$$

$$q_s = Q_s/4 = 35,637/4 = 8,90 \text{ KN}$$

$$P_s' = \frac{q_s}{u \times v} = \frac{8,90}{0.35 \times 0.35} = 72,65 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = P_s' \times S$$

1-Rectangle {1,6,11,14}

2-Rectangle {2,5,12,15}

3-Rectangle {3,8,9,16}

4-Rectangle {4,7,10,13}

Tableau.4.13. les différents moments des rectangles à Els

u (m)	v (m)	U ₀	V ₀	u ₀ /lx	v ₀ /ly	M ₁	M ₂	S(m ²)	P's KN/m ²	Pu (KN)	M _x (KN.m)	M _y (KN.m)	
1	1,2	1,4	1,45	1,65	0,96	0,78	0,06	0,03	2,39	72,65	173,63	11,45	7,29
2	0,5	1,4	0,75	1,65	0,5	0,78	0,092	0,04	1,24	72,65	90,08	9,00	5,26
3	0,5	0,7	0,75	0,95	0,5	0,45	0,115	0,065	0,71	72,65	51,58	6,60	4,53
4	1,2	0,7	1,45	0,95	0,96	0,45	0,075	0,048	1,37	72,65	99,53	8,42	6,27

$$M_x' = \frac{Mx_1 - Mx_2 - Mx_4 + Mx_3}{4} = 0,157 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y' = \frac{My_1 - My_2 - My_4 + My_3}{4} = 0,072 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

poids propre :

$$G = 0,25 \times 25 = 6.26 \text{ KN / ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml}$$

$$q_s = G + Q = 6,26 + 1 = 7,26 \text{ KN / ml}$$

$$L_x / L_y = 1,50 / 2,10 = 0,71 \geq 0.4$$

Els :

$$\begin{cases} M_x'' = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2 \\ M_y'' = M_x'' \times \mu_y \end{cases}$$

$$\mu_x = 0,0731 \quad , \quad \mu_y = 0,5940$$

$$\begin{cases} M_x'' = 0,0731 \times 7,26 \times 1,50^2 = 1,19 \text{ KN} \cdot \text{m} \\ M_y'' = 1,19 \times 0,5940 = 0,71 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

Les moment appliqués à la dalle :

$$M_x = M_x' + M_x'' = 0,157 + 1,19 = 1,347 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_y = M_y' + M_y'' = 0,072 + 0,71 = 0,78 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

En travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x = 1,01 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,585 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

Suivant X :

Position de l'axe neutre :

$$bx^2/2 - n \times A_{st} \times (d-x) = 0$$

$$b = 100 \text{ cm} , n = 15 , A_{sc} = 0 , A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2 .$$

$$(100 \times x^2)/2 - 15 \times 5,65 \times (22,5 - x) = 0$$

$$50x^2 + 84,75x - 1906,87 = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 84,75^2 + 4 \times 50 \times 1906,87$$

$\sqrt{\Delta} = 623,34$ donc $x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$ $x = 5,38 \text{ cm}$ $x \leq 5 \text{ cm}$ donc axe neutre dans la table

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = bx^3/3 + n \times A_{st} \times (d - x)^2 = (100/3) \times 5,38^3 + 15 \times 5,65 \times (22,5 - 5,38)^2$$

$$I = 30030,446 \text{ cm}^4$$

➤ **Verification des contraintes :**

• **béton :**

$$\sigma_{bc} = (M_s \times x) / I$$

$$\sigma_{bc} = (1,01 \times 10^{-3} \times 5,38 \times 10^{-2}) / (30030,446 \times 10^{-8}) = 0,181 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots\dots \text{ C.V}$$

• **aciers :**

$$\sigma_{st} = n \cdot M_s \cdot (d - x) / I = 8,64 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 266,66 \text{ MPa}$$

Fussuration préjudiciable

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots \text{ C.V}$$

✚ **En appuis :**

✚ **Els :**

$$M_{ax} = 0,5 \times M_x = 0,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,39 \text{ KN.m}$$

$$bx^2/2 - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

$$b = 100 \text{ cm}, n = 15, A_{sc} = 0, A_{st} = 5,65 \text{ cm}^2.$$

$$x = 5,38 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = bx^3/3 + n \times A_{st} \times (d - x)^2 = (100/3) \times 5,38^3 + 15 \times 5,65 \times (22,5 - 5,38)^2$$

$$I = 30030,446 \text{ cm}^4$$

➤ **Verification des contraintes :**

• **Béton :**

$$\sigma_{bc} = (M_s \times x) / I$$

$$\sigma_{bc} = (0,67 \times 10^{-3} \times 5,38 \times 10^{-2}) / (30030,446 \times 10^{-8}) = 0,120 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Donc : } \bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc} \dots\dots \text{ C.V}$$

• **Aciers :**

$$\sigma_{st} = n \cdot M_s \cdot (d - x) / I = 5,72 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) = 266,66 \text{ MPa (Fussuration préjudiciable)}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots \text{ C.V}$$

Chapitre : 5

Etude dynamique

5.1. 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.

5.2. Objectif de l'étude dynamique :

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

5.3. Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul d'inertie sismique.

5.3. Combinaisons d'action :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $0.8G \pm E$
- 4) $G + Q \pm E$
- 5) $G + Q + 1.2E$

5.4. Méthodes de calcul :

Selon l'article 4.1.1 de RPA99, les forces sismiques peuvent être déterminées par 3 méthodes :

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

5.4.1. Méthode modale spectrale :

5.4.1.1. Principe :

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

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

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s².

➤ **Définitions de la valeur des coefficients :**

✚ **coefficient d'accélération de zone (A) :**

D'après le tableau 4.1 (RPA.99/2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Notre bâtiment est implanté dans la willaya de Tlemcen (zone I) et appartient au groupe2, pour notre cas on a : A= 0.1

✚ **facteur de qualité : Q**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \dots\dots\dots\text{article -RPA99/2003}$$

Tableau.5.1: facteur de qualité en fonction des valeurs des pénalités P_q

Critère q	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$.(RPA 99 révisée en 2003)

Conditions minimales sur les files de contreventement :

Sens longitudinal : (6 travées) suivants (x)

- $\frac{L_1}{L_2} = \frac{3.7}{3.7} = 1 < 1.5 \dots \dots \dots CV$
 - $\frac{L_2}{L_3} = \frac{3.7}{4.55} = 0.81 < 1.5 \dots \dots \dots CV$
 - $\frac{L_3}{L_4} = \frac{4.55}{4.10} = 1.10 < 1.5 \dots \dots \dots CV$
 - $\frac{L_4}{L_5} = \frac{4.10}{3.75} = 1.09 < 1.5 \dots \dots \dots CV$
 - $\frac{L_5}{L_6} = \frac{3.75}{4.05} = 0.92 < 1.5 \dots \dots \dots CV$
- } Critère observé $P_q = 0$

Sens transversal : (5 travées) suivants (y)

- $\frac{L_1}{L_2} = \frac{4.30}{2.2} = 1.95 < 1.5 \dots \dots \dots CNV$
 - $\frac{L_2}{L_3} = \frac{2.2}{4.20} = 0.52 < 1.5 \dots \dots \dots CV$
 - $\frac{L_3}{L_4} = \frac{4.20}{3} = 1.40 < 1.5 \dots \dots \dots CV$
 - $\frac{L_4}{L_5} = \frac{3}{4.2} = 0.71 < 1.5 \dots \dots \dots CV$
- } Critère non observé $P_q = 0.05$

Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **Sens longitudinal :** (7 fils)

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4.55}{3.70} = 1.22 < 1.5 \longrightarrow \text{critère observé } P_q = 0$$

- **Sens transversal :** (6 fils)

$$\frac{L_{max}}{L_{min}} = \frac{4.30}{2.2} = 1.95 < 1.5 \longrightarrow \text{critère non observé } P_q = 0.05$$

Régularité en plan :

-La structure est classée régulière en plan

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur / largeur du plancher inférieur ou égal 4.

$$\frac{24.15}{18.2} = 1.32 < 4 \quad \Rightarrow \text{Critère observé } P_q = 0$$

Régularité en élévation :

La structure est classée irrégulière en élévation

Critère non observé $P_q = 0.05$

Contrôle de la qualité des matériaux

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$p_q = 0,05$

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.

Critère est non observé : $pq = 0.10$

$$Q_x = 1 + (0+0+0+0,05+0,05+0,10) = 1,2.$$

$$Q_y = 1 + (0,05+0,05+0+0,05+0,05+0,10) = 1,3.$$

✚ **-Le pourcentage d'amortissement critique :**

Le pourcentage d'amortissement critique en fonction de matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages $\xi = 7 \%$; (tableau4.2.RPA99)

✚ **Période caractéristique associée à la catégorie de cite pour un sol meuble :**

Notre site est meuble (S3) donc Selon RPA 99 V 2003

$$T_1 = 0,15s \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.7.RPA99}).$$

$$T_2 = 0,50s \dots\dots\dots (\text{Tableau 4.7.RPA99}).$$

✚ **Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,8819 \geq 0,7$$

✚ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4.

Le coefficient de comportement global de la structure égale à $R=5$.

5.5. Disposition des voiles :

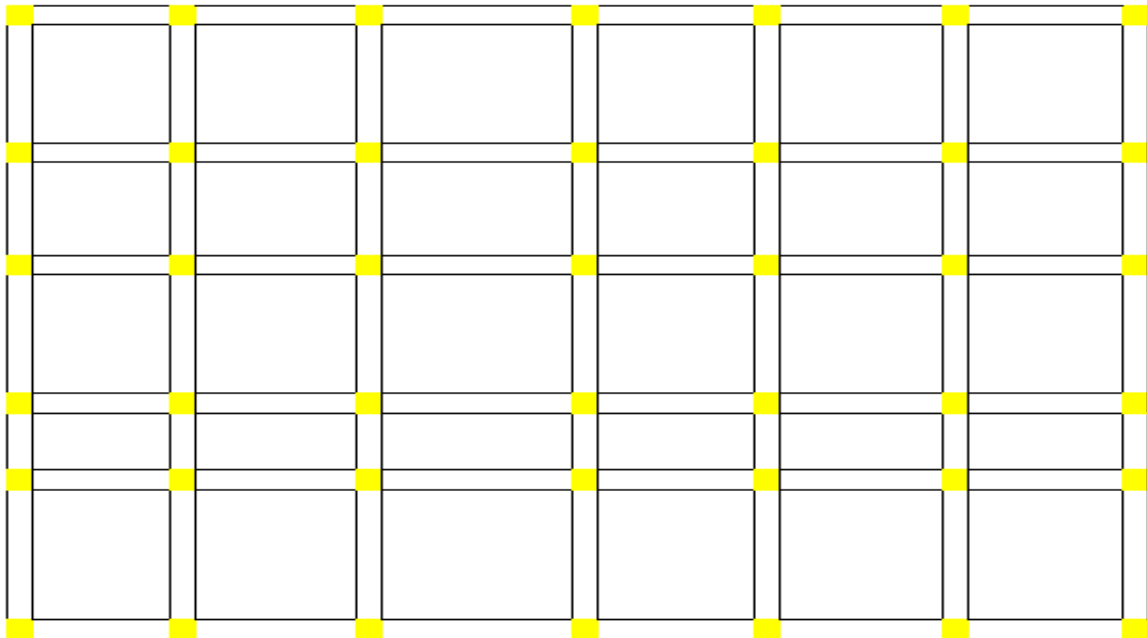


Figure 5.1. Disposition1 : $T = 2,31 s$

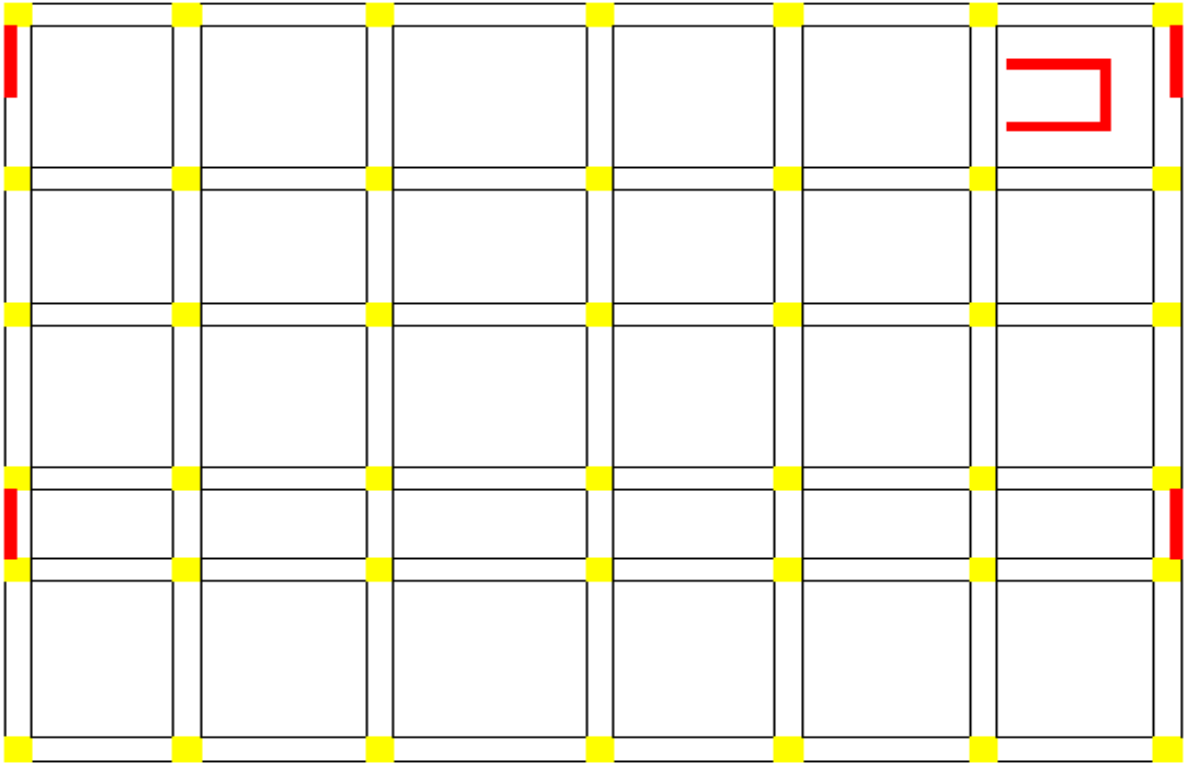


Figure 5.2. Disposition2 : T= 1,75 s

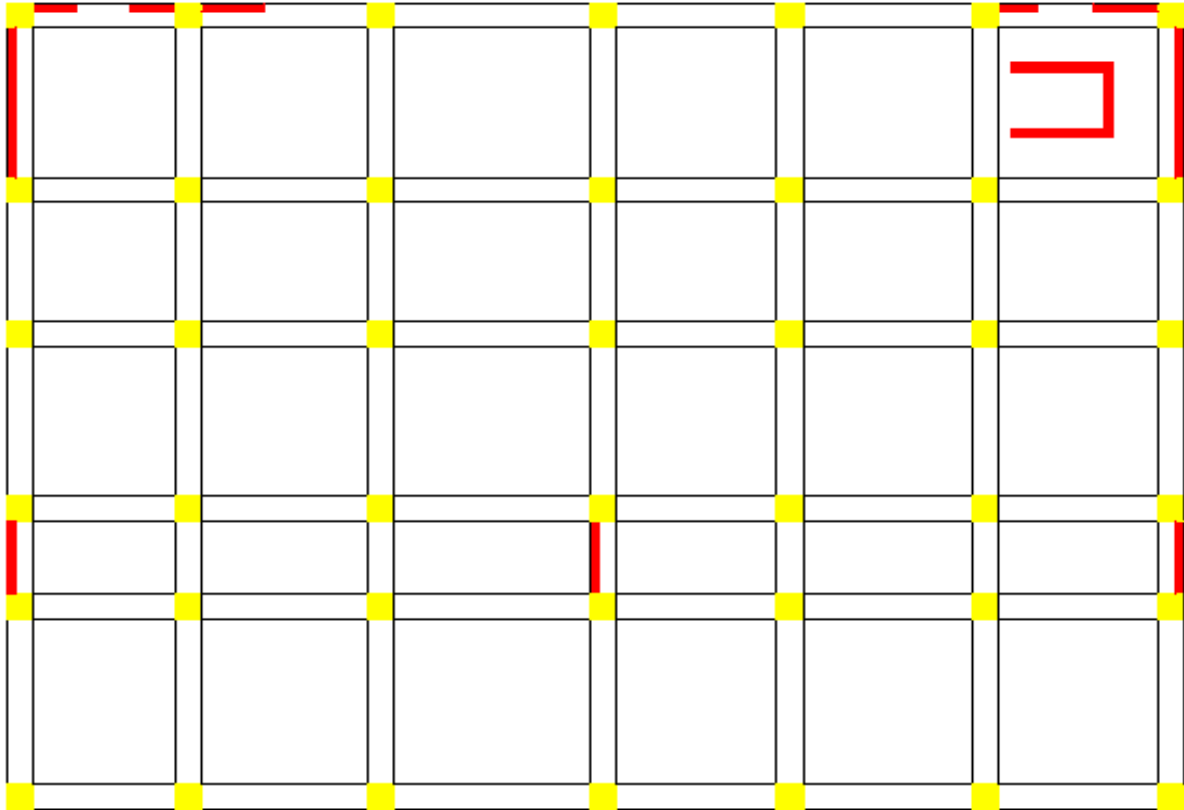


Figure 5.3. Disposition3 : T= 1,10 s

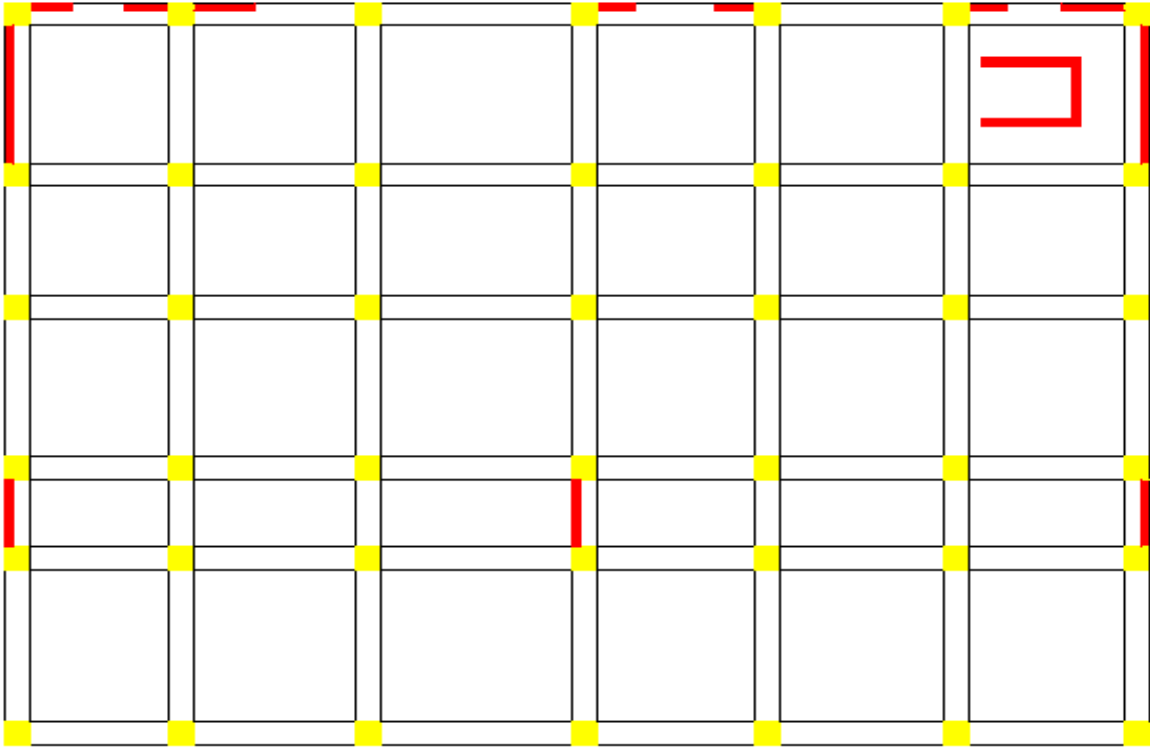


Figure 5.4. Disposition finale : T= 1,013 s

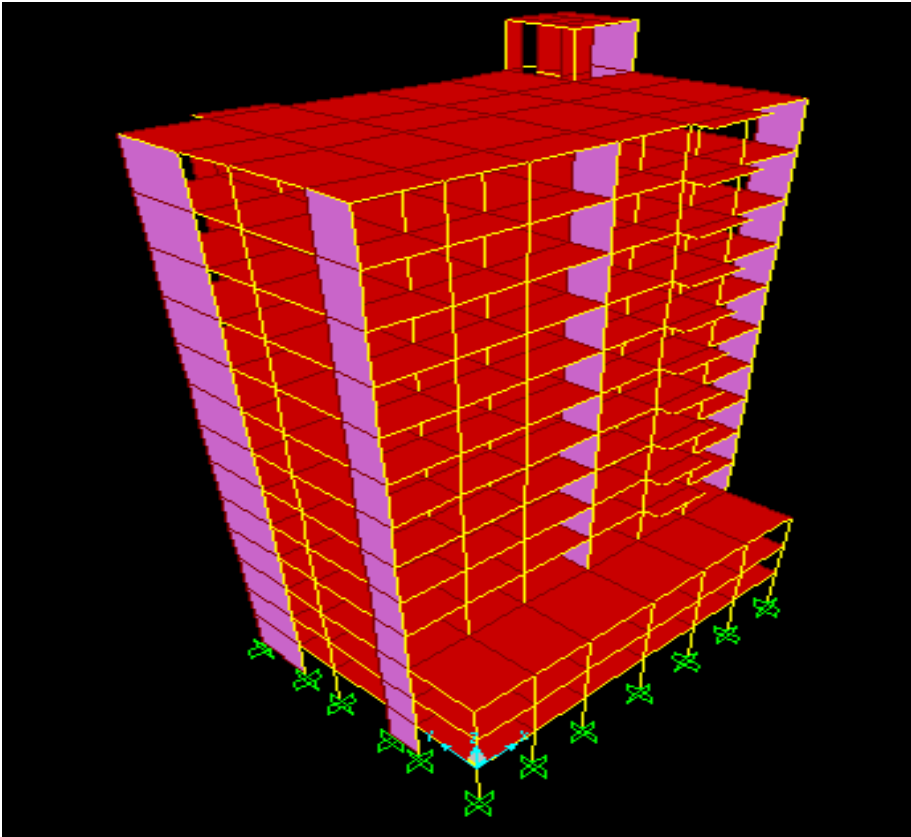


Figure 5.5. Structure modélisée sur logiciel SAP 2000

Tableau 5.2. Variation de masse modale

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1,013053	0,62804	0,00862	1,621E-07	0,62804	0,00862
MODAL	Mode	2	0,993884	0,0102	0,61988	8,461E-07	0,63825	0,6285
MODAL	Mode	3	0,704999	0,06227	0,00075	0,000002023	0,70052	0,62925
MODAL	Mode	4	0,33485	0,13603	3,798E-08	0,000000221	0,83655	0,62925
MODAL	Mode	5	0,268476	0,00002228	0,18812	8,628E-07	0,83657	0,81737
MODAL	Mode	6	0,201942	0,01223	0,00019	0,000009169	0,84879	0,81756
MODAL	Mode	7	0,183551	0,05497	0,000000997	4,324E-08	0,90377	0,81756
MODAL	Mode	8	0,126125	0,00002353	0,08531	0,000001461	0,90379	0,90287
MODAL	Mode	9	0,119785	0,02951	0,000004673	0,000001724	0,9333	0,90287
MODAL	Mode	10	0,099971	0,00129	0,00078	0,00004189	0,93459	0,90366
MODAL	Mode	11	0,092435	0,000004171	4,988E-08	0,37373	0,9346	0,90366
MODAL	Mode	12	0,086578	0,0002	0,000002576	0,00001504	0,9348	0,90366

1. Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe ($x; x$)
2. Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe ($y; y$)
3. Le troisième mode est un mode de rotation.
4. Le facteur de participation massique modale atteint les 90% à partir du 8^{ème} mode

La période fondamentale T :

La période T peut être estimée à partir de la formule empirique suivante : $T = C_t h_N^{3/4}$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage est donné par le tableau 4.6.RPA99.

$$C_t = 0,05$$

$$T_1 = 0,05 \times 43,18^{3/4} = 0,842 \text{ s}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_x = \frac{0,09 h^N}{\sqrt{D_x}} = \frac{0,09 \times 43,18}{\sqrt{24,15}} = 0,79 \text{ s (suivant x)}$$

$$T_y = \frac{0,09 h^N}{\sqrt{D_y}} = \frac{0,09 \times 43,18}{\sqrt{18,2}} = 0,91 \text{ s (suivant y)}$$

$$T = \min \{ T_1, T_x, T_y \} = 0,79 \text{ s}$$

La période majeur :

$$\begin{cases} 1,3 \times T = 1,027 \text{ s} \\ 1,3 \times T = 1,027 \text{ s} \end{cases}$$

Période dynamique $T_N = 1,013053 \text{ s}$ et $T_{emp} = 1,3 T = 1,027 \text{ s}$ donc $T_N < T_{emp}$

Donc $T = T_N = 1,013053 \text{ s}$

5.6. Spectre de réponse de calcul :

5.6.1. Spectre de réponse :

Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.

Suivante X :

$$T = 1,027s, T_1 = 0,15s, T_2 = 0,50s$$

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5\eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q_X}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \times 0,8819 \times (1,25 \times 0,10) \times \left(\frac{1,2}{5}\right) \times \left(\frac{0,5}{1,013053}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,041$$

Suivante Y :

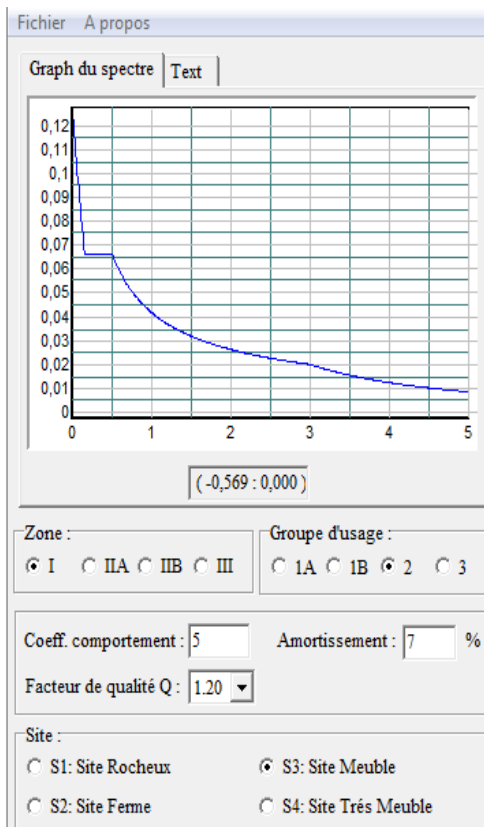
$$T = 1,027s, T_1 = 0,15s, T_2 = 0,50s$$

$$T_2 \leq T \leq 3s$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5\eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q_Y}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$\frac{S_a}{g} = 2,5 \times 0,8819 \times (1,25 \times 0,10) \times \left(\frac{1,3}{5}\right) \times \left(\frac{0,5}{1,013053}\right)^{\frac{2}{3}} = 0,053$$

Suivante x :



suivante y :

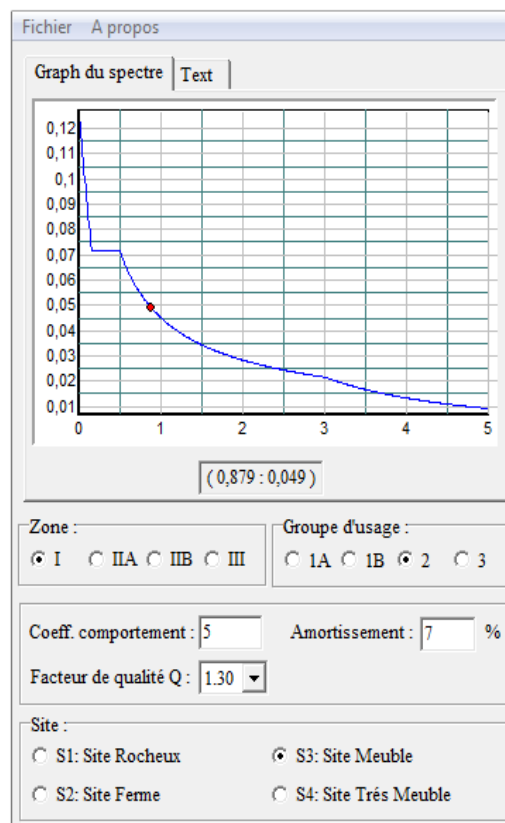


Figure.5.6.Spectre de réponse suivant x et y

5.7. La force sismique statique :

D'après RPA 99v 2003 la force sismique totale :

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

✚ **Facteur d'amplification dynamique** : Donné par la formule :

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

Sens x :

$$T_2 < T_x < 3s \implies 0,50 < 0,73 < 3s$$

$$\text{Donc :} \quad D_x = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 1.38$$

Sens y : $T_2 < T_y < 3s \implies 0,50 < 0,737 < 3s$

$$\text{Donc :} \quad D_y = 2,5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 1.38$$

✚ **Poids total de la structure w** : déterminer à partir du sap 2000

Tableau 5.3. Poids des différents niveaux

Niveau	Poids (t)	Hauteur (m)
Sous-sol	609,077	3,4
RDC	568,312	6,46
1 ^{er} étage	543,452	9,52
2 ^{ème} étage	427,01	12,58
3 ^{ème} étage	418,478	15,64
4 ^{ème} étage	410,629	18,7
5 ^{ème} étage	402,779	21,76
6 ^{ème} étage	395,612	24,82
7 ^{ème} étage	388,445	27,88
8 ^{ème} étage	381,961	30,94
9 ^{ème} étage	375,476	34
10 ^{ème} étage	369,674	37,06
11 ^{ème} étage	346,577	40,12
buanderie	38,691	43,18
La somme	5676,173	

5.7.1. L'effort tranchant statique à la base :

$$V_x = 1879,95KN$$

$$V_y = 2036,61KN$$

5.8. Vérification du coefficient de comportement R (R=5) :

Selon RPA99V2003 :

$$\frac{V_{voiles}}{V_{global}} \leq 75\%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{x \text{ voile}} = 953,02 \text{ KN} \\ V_{y \text{ voile}} = 1471,06 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{x \text{ global}} = 1879,95 \text{ KN} \\ V_{y \text{ global}} = 2036,61 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Suivant X :

$$\frac{V_{x \text{ voiles}}}{V_{x \text{ global}}} = \frac{953,02}{1879,95} = 0,51 \leq 75\% \dots\dots\dots C.V$$

Suivant Y :

$$\frac{V_{y \text{ voiles}}}{V_{y \text{ global}}} = \frac{1471,06}{2036,61} = 0,72 \leq 75\% \dots\dots\dots C.V$$

5.9. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^N F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_t = 0.07 TV \longrightarrow 0.7 s < T$$

$$F_t = 0 \longrightarrow 0.7 s \geq T$$

$$F_{tx} = 0.07 \times 1.027 \times 1879,95 = 135,149 \text{ KN}$$

$$F_{ty} = 0.07 \times 1.095 \times 2036,61 = 156,11 \text{ KN}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j}$$

Tableau 5.4. Les forces sismiques et les efforts tranchants

Niveau	F x (KN)	V x (KN)	Fy (KN)	V y (KN)
1	31,76	1773,66	32,97	1841,34
2	56,03	1741,90	58,17	1808,37
3	79,47	1685,87	82,51	1750,20
4	83,57	1606,39	86,76	1667,69
5	101,90	1522,82	105,78	1580,93
6	119,62	1420,92	124,19	1475,15
7	136,63	1301,30	141,84	1350,96
8	153,16	1164,67	159,01	1209,12
9	169,04	1011,51	175,49	1050,11
10	184,58	842,47	191,62	874,62
11	199,51	657,89	207,13	683,00
12	214,24	458,38	222,41	475,87
13	218,65	244,14	226,99	253,46
14	25,49	25,49	26,46	26,46

5.10. Vérification de la résultante des forces sismiques par la méthode statique équivalente :

5.10.1. Efforts tranchants à la base statiques et dynamiques :

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. (RPA 99v2003 -article 4.3.6-)

Statique :

$$V_{x \text{ statique}} = 1879,95 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ statique}} = 2036,61 \text{ KN}$$

Dynamique :

$$V_{x \text{ dynamique}} = 1749,05 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} = 1905,99 \text{ KN}$$

➤ Vérification de la condition :

Suivante x :

$$V_{x \text{ dynamique}} = 1749,05 \text{ KN}$$

$$0.8 V_{x \text{ statique}} = 1503,96 \text{ KN}$$

$$V_{x \text{ dynamique}} > 0.8 V_{x \text{ statique}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Suivante y :

$$V_{y \text{ dynamique}} = 1905,99 \text{ KN}$$

$$0.8 V_{y \text{ statique}} = 1628,49 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ dynamique}} > 0.8 V_{y \text{ statique}} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

5.11. Vérification des déplacements :

Selon la RPA99v2003, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

$$\Delta k_i = \delta k_i - \delta k_{i-1} \leq 0,01 \times h_e$$

Avec :

h_e : hauteur de l'étage.

Δk_i : le déplacement relatif au niveau 'K' par rapport au niveau 'k-1'.

δk_i : déplacement horizontal à chaque niveau K avec :

$$\delta k_i = \delta e k_i \times R$$

$\delta e k_i$: déplacement et du aux forces sismique F_i .

R : coefficient de comportement.

Tableau 5.5. Variation du déplacement dans le sens X et Y

Niveau	$\delta e k_{,p1}$ [cm]	$\delta e k_{,p2}$ [cm]	$\delta k_{,p1}$ [cm]	$\delta e k_{,p2}$ [cm]	$\Delta k_{,p1}$ [cm]	$\Delta k_{,p2}$ [cm]	1% h_k [cm]	Observation
buanderie	1,44	2,11	7,50	10,55	0,10	0,80	3,06	CV
Etage 11	1,52	1,95	7,60	9,75	0,40	0,85	3,06	CV
Etage 10	1,44	1,78	7,20	8,90	0,45	0,85	3,06	CV
Etage 9	1,35	1,61	6,75	8,05	0,50	0,85	3,06	CV
Etage 8	1,25	1,44	6,25	7,20	0,60	0,95	3,06	CV
Etage 7	1,13	1,25	5,65	6,25	0,60	0,75	3,06	CV
Etage 6	1,01	1,10	5,05	5,50	0,75	1,10	3,06	CV
Etage 5	0,86	0,88	4,30	4,40	0,75	0,90	3,06	CV
Etage 4	0,71	0,70	3,55	3,50	0,75	0,85	3,06	CV
Etage 3	0,56	0,53	2,80	2,65	0,75	0,80	3,06	CV
Etage 2	0,41	0,37	2,05	1,85	0,65	0,65	3,06	CV
Etage 1	0,28	0,24	1,40	1,20	0,40	0,60	3,06	CV
RDC	0,20	0,12	1,00	0,60	0,75	0,40	3,06	CV
Sous-sol	0,05	0,04	0,25	0,20	0,25	0,20	3,40	CV

5.12. Vérification de l'effet P-Delta :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{h_k \times V_k}$$

Tableau 5.6.valeurs de θ_k suivant x

Niveau	h_k [cm]	$\Delta_k, p1$ [cm]	V_k [KN]	W_k [KN]	P_k [KN]	θ_k	Observation
buanderie	306	0,10	25,65	386,91	386,91	0,005	CV
Etage 11	306	0,40	239,11	3465,77	3852,68	0,021	CV
Etage 10	306	0,45	449,44	3696,74	7549,42	0,025	CV
Etage 9	306	0,50	645,42	3754,76	11304,18	0,029	CV
Etage 8	306	0,60	826,85	3819,61	15123,79	0,036	CV
Etage 7	306	0,60	993,11	3884,45	19008,24	0,038	CV
Etage 6	306	0,75	1143,85	3956,12	22964,36	0,049	CV
Etage 5	306	0,75	1278,40	4027,79	26992,15	0,052	CV
Etage 4	306	0,75	1396,29	4106,29	31098,44	0,055	CV
Etage 3	306	0,75	1496,76	4184,78	35283,22	0,058	CV
Etage 2	306	0,65	1579,23	4270,1	39553,32	0,053	CV
Etage 1	306	0,40	1658,66	5434,52	44987,84	0,035	CV
RDC	306	0,75	1715,02	5683,12	50670,96	0,072	CV
Sous-sol	340	0,25	1746,81	6090,77	56761,73	0,024	CV

Tableau 5.7.valeurs de θ_k suivant y

Niveau	h_k [cm]	$\Delta_k, p1$ [cm]	V_k [KN]	W_k [KN]	P_k [KN]	θ_k	Observation
buanderie	306	0,80	27,79	386,91	386,91	0,036	CV
Etage 11	306	0,85	259,04	3465,77	3852,68	0,041	CV
Etage 10	306	0,85	486,89	3696,74	7549,42	0,043	CV
Etage 9	306	0,85	699,21	3754,76	11304,18	0,045	CV
Etage 8	306	0,95	895,75	3819,61	15123,79	0,052	CV
Etage 7	306	0,75	1075,87	3884,45	19008,24	0,043	CV
Etage 6	306	1,10	1239,17	3956,12	22964,36	0,067	CV
Etage 5	306	0,90	1384,94	4027,79	26992,15	0,057	CV
Etage 4	306	0,85	1512,64	4106,29	31098,44	0,057	CV
Etage 3	306	0,80	1621,50	4184,78	35283,22	0,057	CV
Etage 2	306	0,65	1710,84	4270,1	39553,32	0,049	CV
Etage 1	306	0,60	1796,88	5434,52	44987,84	0,049	CV
RDC	306	0,40	1857,94	5683,12	50670,96	0,036	CV
Sous-sol	340	0,20	1892,38	6090,77	56761,73	0,018	CV

-Suivant x et y :

$\theta_k \leq 0,1$ \longrightarrow l'effet de P-Delta peut être négligé.

5.13. Vérification de la stabilité au renversement :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1,5$$

Avec :

Moment résistant : $M_s = \sum W_i \times b_i$

Moment de renversement : $M_r = \sum F_i \times Z_i$

W_i : poids de l'étage

M_r : Moment de renversement

Z_i : Coordonnée du centre de masse de l'étage

F_i : force sismique du niveau

h : Hauteur du niveau

Tableau 5.8.valeurs de M_s et M_r suivant x

Niveau	F_i (KN)	Z_i (m)	$F_i \times Z_i$	W_i (KN)	b_i (m)	$W_i \times b_i$
Sous-sol	31,79	3,4	108,09	6090,77	11,9116	72550,82
RDC	56,36	3,06	172,46	5683,12	11,8892	67567,75
1 ^{er} étage	79,43	3,06	243,06	5434,52	11,9229	64795,24
2 ^{ème} étage	82,47	3,06	252,36	4270,1	11,9269	50929,06
3 ^{ème} étage	100,48	3,06	307,47	4184,78	11,9291	49920,66
4 ^{ème} étage	117,88	3,06	360,71	4106,29	11,9311	48992,56
5 ^{ème} étage	134,55	3,06	411,72	4027,79	11,9332	48064,42
6 ^{ème} étage	150,74	3,06	461,26	3956,12	11,9353	47217,48
7 ^{ème} étage	166,26	3,06	508,76	3884,45	11,9374	46370,23
8 ^{ème} étage	181,43	3,06	555,18	3819,61	11,9393	45603,47
9 ^{ème} étage	195,99	3,06	599,73	3754,76	11,9414	44837,09
10 ^{ème} étage	210,32	3,06	643,58	3696,74	11,9433	44151,27
11 ^{ème} étage	213,46	3,06	653,19	3465,77	12,092	41908,09
buanderie	25,65	3,06	78,49	386,91	21,8636	8459,25

$M_s=681367,38$ donc : $\frac{M_s}{M_r} = 12,7 \geq 1,5 \dots\dots\dots C.V$

$M_r = 5356,05$

Tableau 5.9.valeurs de M_s et M_r suivant y

Niveau	F_i (KN)	Z_i (m)	$F_i \times Z_i$	W_i (KN)	b_i (m)	$W_i \times b_i$
Sous-sol	34,44	3,4	117,10	6090,77	8,825	53751,05
RDC	61,06	3,06	186,84	5683,12	8,7469	49709,68
1 ^{er} étage	86,04	3,06	263,30	5434,52	9,0247	49044,91
2 ^{ème} étage	89,34	3,06	273,38	4270,1	11,0775	47302,03
3 ^{ème} étage	108,85	3,06	333,09	4184,78	11,0868	46395,82
4 ^{ème} étage	127,71	3,06	390,79	4106,29	11,0957	45562,16
5 ^{ème} étage	145,76	3,06	446,04	4027,79	11,105	44728,61
6 ^{ème} étage	163,30	3,06	499,71	3956,12	11,1138	43967,53
7 ^{ème} étage	180,11	3,06	551,15	3884,45	11,1229	43206,35
8 ^{ème} étage	196,55	3,06	601,43	3819,61	11,1314	42517,61
9 ^{ème} étage	212,32	3,06	649,69	3754,76	11,1403	41829,15
10 ^{ème} étage	227,85	3,06	697,22	3696,74	11,1484	41212,74
11 ^{ème} étage	231,25	3,06	707,63	3465,77	10,9046	37792,84
Buanderie	27,79	3,06	85,02	386,91	15,8584	6135,77

$M_s=593156,24$

$M_r = 5802,39$

$\frac{M_s}{M_r} = 10,2 \geq 1,5 \dots\dots\dots C.V$

Chapitre 6 :

Etude des éléments structuraux

6.1. Introduction :

L'étude des portiques sera effectuée en se basant sur le calcul du portique le plus défavorable et sous différentes sollicitations. Le portique est constitué par l'assemblage des poteaux et des poutres.

6.2. Les poteaux :

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent les points d'appui pour transmettre les charges aux fondations.

Ils sont sollicités en flexion composée.

Le calcul se fait avec les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale :**
B.A.E.L. 91 $\left\{ \begin{array}{l} \text{Elu : } 1,35G+1,5Q \\ \text{Els : } G+Q \end{array} \right.$
- **Combinaison accidentelle :**
RPA 99 V 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$

6.2.1. Vérification des poteaux sous sollicitation normales :

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et 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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton .

B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c_j} : est la résistance caractéristique du béton.

Tableau 6.1 vérification de poteaux sous sollicitations normales

Niveau	N_d (KN)	B_c (m ²)	f_{c28}	v	Observation
Sous-sol	2882,09	70×70	25	0,02353	C.V
RDC	2509,13	70×70	25	0,02048	C.V
1 ^{er} étage	2268,07	65×65	25	0,02147	C.V
2 ^{ème} étage	2042,658	65×65	25	0,01934	C.V
3 ^{ème} étage	1818,92	60×60	25	0,02021	C.V
4 ^{ème} étage	1603,208	60×60	25	0,01781	C.V
5 ^{ème} étage	1388,86	55×55	25	0,01837	C.V
6 ^{ème} étage	1181,87	55×55	25	0,01563	C.V
7 ^{ème} étage	975,97	50×50	25	0,01562	C.V
8 ^{ème} étage	776,53	50×50	25	0,01242	C.V
9 ^{ème} étage	577,73	45×45	25	0,01141	C.V
10 ^{ème} étage	384,10	45×45	25	0,00759	C.V
11 ^{ème} étage	191,09	40×40	25	0,00478	C.V
buanderie	50,18	40×40	25	0,00125	C.V

6.2.2. Vérification des poteaux sous sollicitation tangentes :

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

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_a f_{c28} \quad (\text{RPA 99 V2003})$$

ρ_a : Coefficient correcteur pour tenir compte de la rupture

$$\tau_u = \frac{v}{b \times d} \quad \text{avec :}$$

τ_u : la contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique.

$$\rho_a = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,040 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élançement géométrique du poteau donné par la formule du RPA 99V 2003

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

l_f : Longueur de flambement du poteau. $l_f = 0.7l_0$

Tableau 6.2. Vérification des poteaux sous sollicitation tangentes

Niveau	B _c (cm ²)	V(KN)	τ_u (MPa)	Lf	λ_g	ρ_a	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sous-sol	70×70	23,97	0,054	2,38	3,40	0,040	1	C.V
RDC	70×70	64,76	0,147	2,14	3,05	0,040	1	C.V
1 ^{er} étage	65×65	60,33	0,159	2,14	3,29	0,040	1	C.V
2 ^{ème} étage	65×65	70,97	0,187	2,14	3,29	0,040	1	C.V
3 ^{ème} étage	60×60	62,33	0,192	2,14	3,56	0,040	1	C.V
4 ^{ème} étage	60×60	70,11	0,216	2,14	3,56	0,040	1	C.V
5 ^{ème} étage	55×55	58,01	0,213	2,14	3,89	0,040	1	C.V
6 ^{ème} étage	55×55	63,47	0,233	2,14	3,89	0,040	1	C.V
7 ^{ème} étage	50×50	49,23	0,218	2,14	4,28	0,040	1	C.V
8 ^{ème} étage	50×50	52,51	0,233	2,14	4,28	0,040	1	C.V
9 ^{ème} étage	45×45	37,76	0,207	2,14	4,75	0,040	1	C.V
10 ^{ème} étage	45×45	38,43	0,210	2,14	4,75	0,040	1	C.V
11 ^{ème} étage	40×40	31,86	0,221	2,14	5,35	0,075	1,875	C.V
buanderie	40×40	21,48	0,149	2,14	5,35	0,075	1,875	C.V

6.2.3. Ferrailage des poteaux :

D'après sap 2000 :

Tableau 6.3. Sollicitation des poteaux (G + Q ±1 ,2E)

Niveau	N (KN)	M(KN.m)	V (KN)
Sous-sol	2882,09	3,78	38,12
RDC	2509,13	10,83	64,76
1 ^{er} étage	2268,07	20,13	60,33
2 ^{ème} étage	2042,658	6,19	70,97
3 ^{ème} étage	1818,92	8,42	62,33
4 ^{ème} étage	1603,208	9,37	70,11
5 ^{ème} étage	1388,86	8,19	58,01
6 ^{ème} étage	1181,87	9,77	63,47
7 ^{ème} étage	975,97	8,11	49,23
8 ^{ème} étage	776,53	9,63	52,51
9 ^{ème} étage	577,73	7,56	37,76
10 ^{ème} étage	384,10	8,55	38,43
11 ^{ème} étage	191,09	6,78	31,86
buanderie	50,18	0,41	21,48

Tableau 6.4. Sollicitations des poteaux le plus sollicité (sous-sol)

	G + Q ±1 ,2E	0 ,8G ± E	Elu	Els
N(KN)	2882,09	2323 ,40	2808,18	2042,48
M (KN.m)	3,78	1,56	3,68	2,61
V(KN)	38,12	25,54	10,82	7,68

6.2.3.1. Exemple de calcul :

$$N = 2882,09 \text{ KN}$$

$$M = 3,78 \text{ KN.m}$$

$$V = 38,12 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,63 \text{ m}$$

$$d' = 0,1 \times h = 0,07 \text{ m}$$

➤ **Calcul des armatures longitudinales :**● **L'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{3,78}{2882,09} = 1,31 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$e_a = e + \frac{h}{2} - d' = 1,31 \times 10^{-3} + 0,35 - 0,07 = 0,28 \text{ m}$$

● **Le moment fictif Ma :**

$$Ma = N \times e_a = 2882,09 \times 10^{-3} \times 0,28 = 0,807 \text{ MN .m}$$

$$Nu \times (d - d') - Ma = 2882,09 \times 10^{-3} \times (0,63 - 0,07) - 0,807 = 0,81$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) b \times d^2 \times f_{bc} = 0,83$$

$$Nu \times (d-d') - Ma \leq (0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) b \times d^2 \times f_{bc}$$

- **Moment réduits :**

$$u_u = \frac{Ma}{d^2 \times b \times f_{bc}} = \frac{0,807}{0,63^2 \times 0,7 \times 14,16} = 0,205 < \mu_R = 0,392$$

→ Section simple armature

- **Section d'armature :**

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,288$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,557\text{m}$$

$$\sigma_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 347,8 = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left(\frac{Ma}{z} - N \right) = \frac{1}{348} \left(\frac{0,81}{0,557} - 2,882 \right) = -41,03 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc on va ferrailer avec le minimum RPA 99

- **Armature minimales :**

Selon RPA99 v 2003 : Zone 1

$$A_{\min} = 0,7\% \times (b \times h)$$

$$A_{\min} = 0,7\% \times 70 \times 70 = 34,3 \text{ cm}^2$$

- **Longueur de la zone nodale :**

D'après RPA 99 v 2003 : $h' = \text{Max}(h/6; b; h; 60\text{cm}) = 70 \text{ cm}$

Tableau 6.5. Ferrailage longitudinal

Niveau	N (MN)	ea(m)	Ma(MN.m)	μ	α	Z (m)	Ast calculé(cm ²)
Sous-sol	2,882	0,2813	0,81	0,205	0,288	0,557	-41,03
RDC	2,509	0,2843	0,71	0,179	0,249	0,567	-36,135
1 ^{er} étage	2,268	0,2689	0,61	0,189	0,265	0,523	-31,656
2 ^{ème} étage	2,042	0,2630	0,54	0,168	0,233	0,531	-29,433
3 ^{ème} étage	1,818	0,2446	0,44	0,179	0,249	0,486	-26,240
4 ^{ème} étage	1,603	0,2458	0,39	0,158	0,216	0,493	-23,345
5 ^{ème} étage	1,388	0,2259	0,31	0,159	0,219	0,452	-20,163
6 ^{ème} étage	1,181	0,2283	0,27	0,139	0,189	0,458	-16,983
7 ^{ème} étage	0,975	0,2083	0,2	0,141	0,191	0,416	-14,188
8 ^{ème} étage	0,776	0,2124	0,16	0,113	0,283	0,399	-10,780
9 ^{ème} étage	0,577	0,1931	0,11	0,102	0,135	0,383	-8,330
10 ^{ème} étage	0,384	0,2023	0,078	0,072	0,180	0,376	-5,071
11 ^{ème} étage	0,191	0,1955	0,037	0,050	0,065	0,351	-2,456
buanderie	0,0501	0,1682	0,0084	0,011	0,015	0,358	-0,765

Tableau 6.6. Ferrailage longitudinal

Niveau	Section	A calculé (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Ferrailage longitudinale	
				choix	Section (cm ²)
Sous-sol	70×70	-41,03	34,30	12T20	37,7
RDC	70×70	-36,135	34,30	12T20	37,7
1 ^{er} étage	65×65	-31,656	29,58	6T20+6T16	30,91
2 ^{ème} étage	65×65	-29,433	29,58	6T20+6T16	30,91
3 ^{ème} étage	60×60	-26,240	25,20	8T16+4T20	28,65
4 ^{ème} étage	60×60	-23,345	25,20	8T16+4T20	28,65
5 ^{ème} étage	55×55	-20,163	21,18	12T16	24,12
6 ^{ème} étage	55×55	-16,983	21,18	12T16	24,12
7 ^{ème} étage	50×50	-14,188	17,50	12T14	18,48
8 ^{ème} étage	50×50	-10,780	17,50	12T14	18,48
9 ^{ème} étage	45×45	-8,330	14,18	6T14+6T12	16,08
10 ^{ème} étage	45×45	-5,071	14,18	6T14+6T12	16,08
11 ^{ème} étage	40×40	-2,456	11,20	12T12	13,58
buanderie	40×40	-0,765	11,20	12T12	13,58

➤ **Armatures transversales:**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e}$$

- V_u : est l'effort tranchant de calcul.

- h : hauteur totale de la section brute.

- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du monde fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : l'élanement géométrique du poteau donné par la formule du RPA 99V 2003

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

t : espacement des armatures transversales, la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Selon RPA99 V2003:

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\Phi_1, 15\text{cm}) \text{ en zone I} \longrightarrow t \leq \min(16, 15\text{cm}) = 10 \text{ cm}$$

Dans la zone courante :

$$t \leq 15 \Phi_1 \text{ en zone I} \longrightarrow t \leq 22,5 \longrightarrow t = 15 \text{ cm}$$

D'après BAEL 91 :

Φt : diamètre min des armatures longitudinales .

$$\Phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi 1 \right) \text{ donc on prend } \Phi t = 8 \text{ mm}$$

Tableau 6.7. Section des armatures transversales des poteaux

Niveau	h (cm)	V (KN)	λ_g	ρ_a	f_c	t (cm)	t'(cm)	At (cm ²)
Sous-sol	70	38,12	3,40	3,75	235	10	15	0,869
RDC	70	64,76	3,05	3,75	235	10	15	1,590
1 ^{er} étage	65	60,33	3,29	3,75	235	10	15	1,481
2 ^{ème} étage	65	70,97	3,29	3,75	235	10	15	1,888
3 ^{ème} étage	60	62,33	3,56	3,75	235	10	15	1,658
4 ^{ème} étage	60	70,11	3,56	3,75	235	10	15	2,034
5 ^{ème} étage	55	58,01	3,89	3,75	235	10	15	1,683
6 ^{ème} étage	55	63,47	3,89	3,75	235	10	15	2,026
7 ^{ème} étage	50	49,23	4,28	3,75	235	10	15	1,571
8 ^{ème} étage	50	52,51	4,28	3,75	235	10	15	1,862
9 ^{ème} étage	45	37,76	4,75	3,75	235	10	15	1,339
10 ^{ème} étage	45	38,43	4,75	3,75	235	10	15	1,533
11 ^{ème} étage	40	31,86	5,35	2,5	235	10	15	0,847
buanderie	40	21,48	5,35	2,5	235	10	15	0,571

➤ **La longueur minimale des recouvrements:**

Selon RPA 99 v 2003 : 40ϕ en zone I

$$l_r \geq 40 \phi$$

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
- 25 cm en zone I

Tableau 6.8. ferrailage transversal et la longueur des recouvrements et espacements entre les cadres

Niveau	Section	$\Phi t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi l \right) \text{cm}$	l _r (cm)	Choix	t (cm)	t'(cm)
Sous-sol	70×70	2	80	Φ8	10	15
RDC	70×70	2	80	Φ8	10	15
1 ^{er} étage	65×65	1,85	74	Φ8	10	15
2 ^{ème} étage	65×65	1,85	74	Φ8	10	15
3 ^{ème} étage	60×60	1,71	68,4	Φ8	10	15
4 ^{ème} étage	60×60	1,71	68,4	Φ8	10	15
5 ^{ème} étage	55×55	1,57	62,8	Φ8	10	15
6 ^{ème} étage	55×55	1,57	62,8	Φ8	10	15
7 ^{ème} étage	50×50	1,42	56,8	Φ8	10	15
8 ^{ème} étage	50×50	1,42	56,8	Φ8	10	15
9 ^{ème} étage	45×45	1,29	51,6	Φ8	10	15
10 ^{ème} étage	45×45	1,29	51,6	Φ8	10	15
11 ^{ème} étage	40×40	1,14	45,6	Φ8	10	15
buanderie	40×40	1,14	45,6	Φ8	10	15

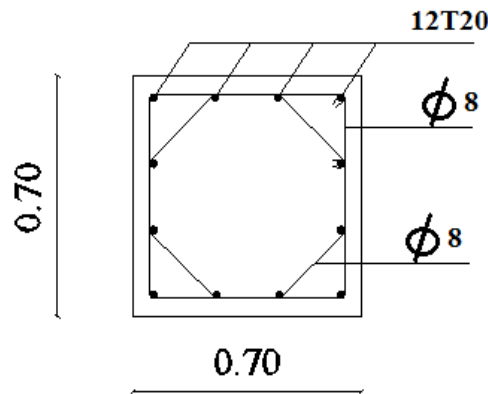


Figure .6.1. Ferrailage de poteau de sous-sol

6.3. Les poutres :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple à partir du règlement **B.A.E.L 91**, puis on se rapportera au règlement **RPA99 V 2003** pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

Poutres principales : (35× 45) cm²

Poutres secondaires : (30×40) cm²

6.3.1. Combinaisons des charges :

Selon **BAEL91** : [combinaisons fondamentales]

- ELU : 1.35 G + 1.5 Q

Selon **RPA99 V 2003** : [Combinaisons accidentelles]

- G + Q ± E
- 0.8 G ± E

Recommandation du **RPA99 V 2003** :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4 en zone courante.
- 6 en zone de recouvrement.

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de : 40 en zone I.

6.3.2. Ferrailage des poutres principales :

Tableau.6.9. sollicitations des poutres principales (G+Q±E)

poutres	M _{appui} (KN.m)	M _{travée} (KN.m)	V (KN)
Sous-sol	97,88	90,87	159,66
RDC + 1etage	123,83	116,47	193,78
Étages courants	124,05	113,67	162,17
Terrasse	88,44	31,71	78,97
Buanderie	43,87	23,84	41,37

6.3.2.1. Exemple de calcul du ferrailage :

On va prendre comme un exemple de calcul « poutre principale au niveau de sous-sol » par la combinaison : $G+Q \pm E$

+ Ferrailages longitudinal :**Tableau.6.10. sollicitation de la poutre principale (sous-sol)**

Poutre de sous-sol	ELU	ELS	G+Q±E	0,8G±E
M_{appui} (KN.m)	11,76	8,45	97,88	95,64
$M_{travée}$ (KN.m)	5,44	3,91	90,87	88,67
V (KN)	68,94	50,52	159,66	149,46

○ **En travée :**➤ **Calcul à G+Q+E:**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ Ma}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m}$$

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

$$\mu_u = \frac{90,87 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,405^2 \times 14,16} = 0,112 < \mu_R = 0,392$$

$$A_{sc} = 0 \longrightarrow \text{Section de simple armature.}$$

➤ **Calcul de A_{st} :**

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,112})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,148$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,405 \times (1 - 0,4 \times 0,148)$$

$$\Rightarrow z = 0,38 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{90,87 \times 10^{-3}}{0,38 \times 348} = 6,85 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 1,71 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage longitudinal choisi $A_{st} = 8,01 \text{ cm}^2 = 3T12 + 3T14$

➤ **Vérification à ELS :**

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

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

$$\alpha = 0,052 < 0,785 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton.

○ **En appui :**

✚ **Calcul à G+Q+E:**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,405 \text{ m}$$

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

$$\mu_u = \frac{97,88 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,405^2 \times 14,16} = 0,120 < \mu_R = 0,392$$

$$A_{sc} = 0 \longrightarrow \text{Section de simple armature.}$$

✚ **Calcul de A_{st} :**

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,120}) = 0,161$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,161$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,161)$$

$$\Rightarrow z = 0,38 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{97,88 \times 10^{-3}}{0,38 \times 348} = 7,42 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 1,71 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage longitudinal choisi $A_{st} = 8,01 \text{ cm}^2 = 3T14 + 3T12$

✚ **Armatures minimale :**

Selon RPA99V2003 : $A_{\min} = 0,5\%(b \times h) = 7,88 \text{ cm}^2$

$$A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} \geq A_{\text{min}}$$

✚ Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{159,66 \times 10^{-3}}{0,35 \times 0,405}$$

$$\tau_u = 1,13 \text{ MPa}$$

La fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow \text{C.V}$$

✚ Armatures transversales At :

• Diamètre des armatures At :

D'après le **B.A.E.EL91** :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right\} = \min\{1,28; 3,5; 1,2\} = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

• Espacement St :

D'après le **RPA 99 (version 2003)**.

○ Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30\text{cm}; 12\phi_L\right\} = \{11,25\text{cm}; 30\text{cm}; 14,4 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

○ Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \quad \text{donc} \quad S'_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau 6.11. Récapitulation du ferrailage des poutres principales

poutres	A_{min} (cm ²)	Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversales		
		A_{cal} (cm ²)	chiox	A_{cal} (cm ²)	chiox	S_t (cm)	S'_t (cm)	ϕ_t (mm)
Sous-sol	7,88	6,85	3T14+ 3T12 8,01	7,42	3T14+ 3T12 8,01	10	20	08
RDC + 1etage	7,88	8,96	8T12 9,03	9,58	4T14+ 4T12 10,68	10	20	08
Etages courants	7,88	8,72	8T12 9,03	9,60	4T14+ 4T12 10,68	10	20	08
Terrasse	7,88	2,30	3T12 3,39	6,66	6T12 6,79	10	20	08
buanderie	7,88	1,72	4T12 4,52	3,20	4T12 4,52	10	20	08

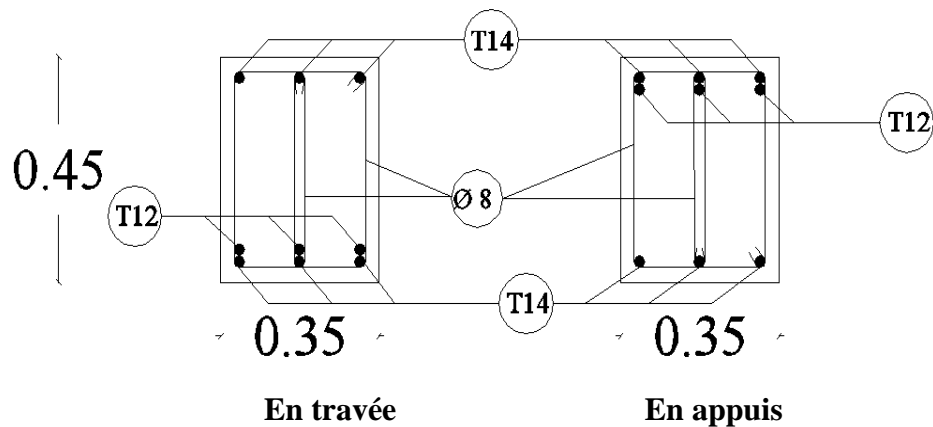


Figure.6.2.Ferrailage de poutre principale (45 × 35)

6.3.3. Ferrailage des poutres secondaires :

Exemple de calcul : poutre secondaire (sous-sol)

Tableau 6.12.Sollicitations des poutres secondaires (combinaison : G+Q±E)

poutres	M_{appui} (KN.m)	$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	V (KN)
Sous-sol	38,57	22,32	36,57
RDC + 1etage	74,31	56,93	60,02
Etages courants	87,26	69,09	68,39
Terrasse	88,32	49,94	62,36
buanderie	28,98	18,53	21,14

✚ Ferrailages longitudinal :

Tableau 6.13.Sollicitation de la poutre secondaire

Poutre de sous-sol	ELU	ELS	G+Q±E	0,8G±E
M_{appui} (KN.m)	15,58	11,48	38,57	36,09
$M_{\text{travée}}$ (KN.m)	5,34	3,96	22,32	23,16
V (KN)	24,94	18,43	36,57	32,77

○ En travée :

✚ Calcul à G+Q±E :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ Ma}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{22,32 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,16} = 0,041 < \mu_R = 0,392$$

$$A_{sc} = 0 \longrightarrow \text{Section de simple armature.}$$

✚ **Calcul de A_{st} :**

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

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,041}) = 0,052$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,052$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,36 \times (1 - 0,4 \times 0,052)$$

$$\Rightarrow z = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{22,32 \times 10^{-3}}{0,35 \times 348} = 1,82 \text{ cm}^2$$

✚ **Condition non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 1,31 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage longitudinal choisi $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T12$

➤ **Vérification à ELS :**

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

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

$$\alpha = 0,052 < 0,568 \dots \dots \dots \text{C. V}$$

Donc n'est pas nécessaire de vérifier le contrainte de béton.

○ **En appui :**

✚ **Calcul à G+Q+E :**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$b = 0,3 \text{ m}$$

$$\mu_u = \frac{38,57 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36^2 \times 14,16} = 0,070 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \longrightarrow$ Section de simple armature

Calcul de A_{st} :

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{St}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,070})$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,091$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$z = 0,27 \times (1 - 0,4 \times 0,091)$$

$$\Rightarrow z = 0,35 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{38,57 \times 10^{-3}}{0,35 \times 348} = 3,19 \text{ cm}^2$$

✚ Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 1,31 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage longitudinal choisi $A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \longrightarrow 3T12$

✚ Armatures minimale :

Selon RPA99V2003 : $A_{min} = 0,5\%(b \times h) = 6 \text{ cm}^2$

$$A_{travée} + A_{appui} \geq A_{min}$$

✚ Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{36,57 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,36}$$

$$\tau_u = 0,34 \text{ MPa}$$

La fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow \text{CV}$$

✚ Armatures transversales A_t :**• Diamètre des armatures A_t :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right\} = \min\{1,15; 3; 1,2\} = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

- **Espacement S_t :**

D'après le RPA 99 (version 2003).

- **Zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 30\text{cm}; 12\phi_L \right\} = \{10\text{cm}; 30\text{cm}; 14,4 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- **Zone courante :**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2}$$

$$S'_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau 6.14. Récapitulation du ferrailage des poutres secondaires

poutres	A_{\min} (cm ²)	Ferrailage longitudinale				Ferrailage transversales		
		A_{cal} (cm ²)	chiox	A_{cal} (cm ²)	chiox	S_t (cm)	S'_t (cm)	ϕ_t (mm)
Sous-sol	6,00	1,82	3T12 3,39	3,19	3T12 3,39	10	20	08
RDC + 1etage	6,00	4,81	6T12 6,79	6,40	6T12 6,79	10	20	08
Etages courants	6,00	5,91	6T12 6,79	7,63	6T12 6,79	10	20	08
Terrasse	6,00	4,19	4T12 4,52	7,73	8T12 9,03	10	20	08
buanderie	6,00	1,50	3T12 3,39	2,38	3T12 3,39	10	20	08

- **Calcul de longueur de recouvrement :**

$l_r \geq 40 \phi$ en zone I

$l_r \geq 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$ on prend $l_r = 50 \text{ cm}$

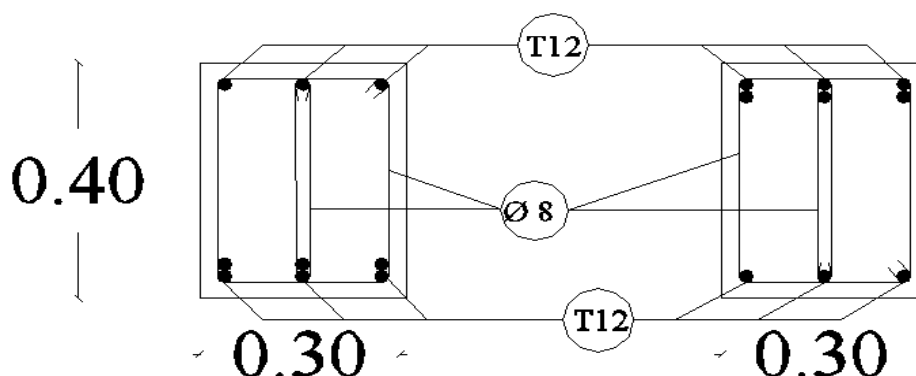


Figure.6.3. Ferrailage des poutres secondaires.

6.4. Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé, ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux au séisme et vent.

✚ Rôle :

- ✓ Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les portiques et participer au contreventement.
- ✓ Assurer une isolation acoustique.
- ✓ Assurer une protection contre l'incendie.

6.4.1. Combinaison des charges :

Combinaisons fondamentales : BAEL 91

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35 G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

Combinaisons accidentelles : RPA 99 V 2003

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

6.4.2. Ferrailage des voiles :

6.4.2.1. Principe de calcul :

L'étude des voiles consiste à les considérer comme des consoles sollicitées par un moment fléchissant, un effort normal suivant le cas le plus défavorable

Le calcul des armatures sera fait à la flexion composée, par la méthode des contraintes et vérifier selon le règlement R.P.A 99(version 2003).

6.4.2.2. Armatures horizontales :

La section d'armatures horizontales à introduire doit satisfaire aux conditions suivantes:

- Section minimale de 0.15% de la section du béton ;

6.4.2.3. Espacement des barres dans les voiles selon le RPA :

L'espacement maximal des armatures horizontales dans les voiles est donné par $S_t \leq \min (1.5e ; 30 \text{ cm})$.

6.4.2.4. Détermination du ferrailage :

Le voile le plus sollicité

$$\sigma_{12} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

Avec:

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

Tableau 6.15. Sollicitations des voiles

Niveau	F11 (KN)	F22 (KN)	M11 (KN.m)	M22 (KN.m)	V(KN)
Sous-sol	75,17	375,83	0,32	1,62	0,5
RDC	67,94	339,72	0,27	1,33	0,64
1 ^{er} étage	74,97	374,84	0,26	1,30	0,72
2 ^{ème} étage	66,04	330,22	0,31	1,55	0,93
3 ^{ème} étage	69 ,31	346,54	0,35	1,72	1,12
4 ^{ème} étage	61,49	307,47	0,37	1,82	1,16
5 ^{ème} étage	59 ,93	299,67	0,45	2,25	1,40
6 ^{ème} étage	51,23	256,13	0,45	2,35	1,46
7 ^{ème} étage	39,27	196,35	0,55	2,75	1,68
8 ^{ème} étage	29,63	148,13	0,60	2,98	1,82
9 ^{ème} étage	23,18	115,88	0,71	3,53	2,13
10 ^{ème} étage	25,85	129,25	0,72	3,61	2,35
11 ^{ème} étage	12,21	61,03	1,28	6,40	3,63
buanderie	5,73	28,66	1,07	5,33	3,11

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1^3 \times 0,2}{12} = 0,0166 \text{ m}^4$$

$$\sigma_1 = \frac{-3758,3 \times 10^{-2}}{0,2} + \frac{1,62 \times 10^{-2} \times 0,5}{0,0166} = -187,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{-3758,3 \times 10^{-2}}{0,2} - \frac{1,62 \times 10^{-2} \times 0,5}{0,0166} = -188,403 \text{ MPa.}$$

$\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0$ \Rightarrow la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

Tableau 6.16. Contraintes dans les voiles

Niveau	N (KN)	A(m ²)	M11(KN)	V(KN)	I(m ⁴)	σ1(MPa)	σ2(MPa)
Sous-sol	-375,83	0,2	1,62	0,5	0.0166	-187,43	-188,403
RDC	-339,72	0,15	1,33	0,64	0,0125	-225,80	-227,161
1 ^{er} étage	-374,84	0,15	1,30	0,72	0,0125	-249,14	-250,642
2 ^{ème} étage	-330,22	0,15	1,55	0,93	0,0125	-218,99	-221,300
3 ^{ème} étage	-346,54	0,15	1,72	1,12	0,0125	-229,49	-232,568
4 ^{ème} étage	-307,47	0,15	1,82	1,16	0,0125	-203,29	-206,669
5 ^{ème} étage	-299,67	0,15	2,25	1,4	0,0125	-197,26	-202,300
6 ^{ème} étage	-256,13	0,15	2,35	1,46	0,0125	-168,01	-173,498
7 ^{ème} étage	-196,35	0,15	2,75	1,68	0,0125	-127,20	-134,596
8 ^{ème} étage	-148,13	0,15	2,98	1,82	0,0125	-94,41	-103,092
9 ^{ème} étage	-115,88	0,15	3,53	2,13	0,0125	-71,24	-83,268
10 ^{ème} étage	-129,25	0,15	3,61	2,35	0,0125	-79,38	-92,953
11 ^{ème} étage	-61,03	0,15	6,40	3,63	0,0125	-22,10	-59,272
buanderie	-28,66	0,15	5,33	3,11	0,0125	-5,85	-32,368

Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times f_{c28}} \leq 0,3$$

- **Voile sous-sol :** a = 20 cm

N max = 375,83 KN

$$V = \frac{0,37583}{0,2 \times 25} = 0,08 \leq 0,3 \dots\dots\dots C.V$$

- **Voile étage courant :** a = 15 cm

N max = 339,72 KN

$$V = \frac{0,33972}{0,2 \times 25} = 0,09 \leq 0,3 \dots\dots\dots C.V$$

Calcul des armatures verticales :

Selon R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times L$$

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre.

$$A_{\min} = 0,15\% \times a \times 1 \text{ m} = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

L'espacement :

-Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min (2 \times a , 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40 , 33 \text{ cm})$$

-Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a:

$$St \leq \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30, 30 \text{ cm})$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{ St_{BAEL} ; St_{R.P.A 99} \}$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

On prend $St = 20 \text{ cm}$

Le choix : $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Le diamètre :

$$D \leq \frac{a}{10} \times a \text{ (mm)} \quad \text{donc :} \quad D = 12 \text{ mm}$$

Calcul des armatures horizontales :

$$A_{min} = 0,15 \% \times b \times a = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$$

Selon R.P.A 99 (version 2003), on prend le même ferrailage que les armatures verticales soit $5 \text{ T } 12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec un espacement de 20 cm.

Tableau 6.17. Ferrailage verticale et Ferrailage horizontal du voile

	Amin (cm ² /ml)	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal	
		A choisie	St (cm)	A choisie	St (cm)
Voile (20 cm)	3	5T12 5,65	20	5T12 5,65	20
Voile (15 cm)	2,25	5T12 5,65	20	5T12 5,65	20

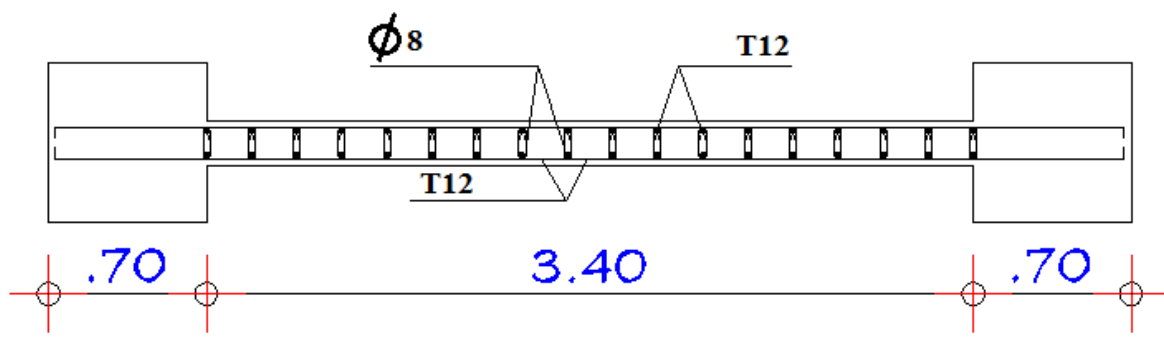


Figure .6.4.ferrailage des voiles

Chapitre : 7

Etude de l'infrastructure

7.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage.

7.2. Choix de type de fondation:

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.
- **Le choix de fondation** : radier général

7.2.3. Radier général:

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé,

7.2.3.1. Calcul du radier :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Réaction de sol \cong poids total de la structure

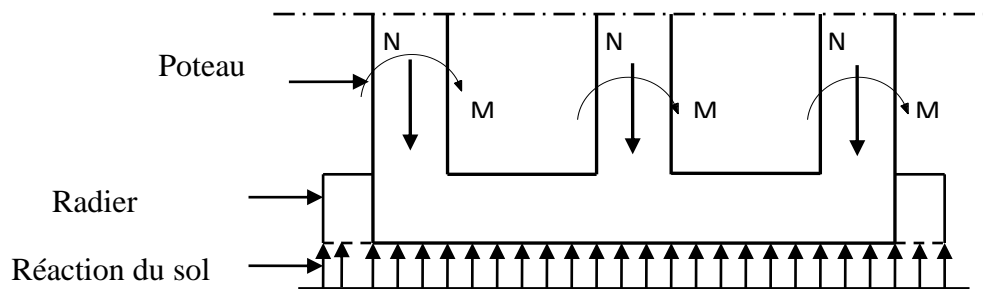


Figure .7.1.Schéma du Radier

7.2.3.2. Dimensionnement du radier :

✚ Epaisseur de la nervure :

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives $L_{max} = 4,55$ m.

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{4,55}{20} = 0,228 \text{ m}$$

Donc : $h_n = 120$ cm

✚ Epaisseur de la dalle:

L_{max} : Distance maximale entre deux files successives $L_{max} = 4,55$ m.

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{4,55}{10} = 0,46 \text{ m}$$

Donc : $h_d = 50$ cm

✚ Débordement :

$$D \geq \max \left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{120}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 60 \text{ cm}$$

On adopte :

D=120cm

Après modélisation du radier sur le logiciel de calcul SAP 2000, et suite à plusieurs d'essais, les dimensions qui vérifient la condition sont comme suit:

$h_n = 1,2 \text{ m}$; $b_n = 1 \text{ m}$; $h_d = 0,8 \text{ m}$; $D = 1,2 \text{ m}$

7.2.3.3. Vérification de la contrainte :

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

Avec : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bar}$

On utilise le logiciel SAP 2000 pour avoir les déplacements Z_{max} et Z_{min} en ELS :

$Z_{max} = 0,00491 \text{ m}$

$Z_{min} = 0,001 \text{ m}$

K_b : coefficient de BALLAST en fonction de la capacité portante du sol .

$K_b = 2 \times \sigma_{sol} = 4 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{max} = K_b \times Z_{max} = 4 \times 0,00491 = 1,96 \text{ bar}$

$\sigma_{min} = K_b \times Z_{min} = 4 \times 0,001 = 0,4 \text{ bar}$

$$\sigma = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 1,96 + 0,4}{4} = 1,57 \text{ bar}$$

$1,57 \leq 2 \dots\dots\dots \text{CV}$

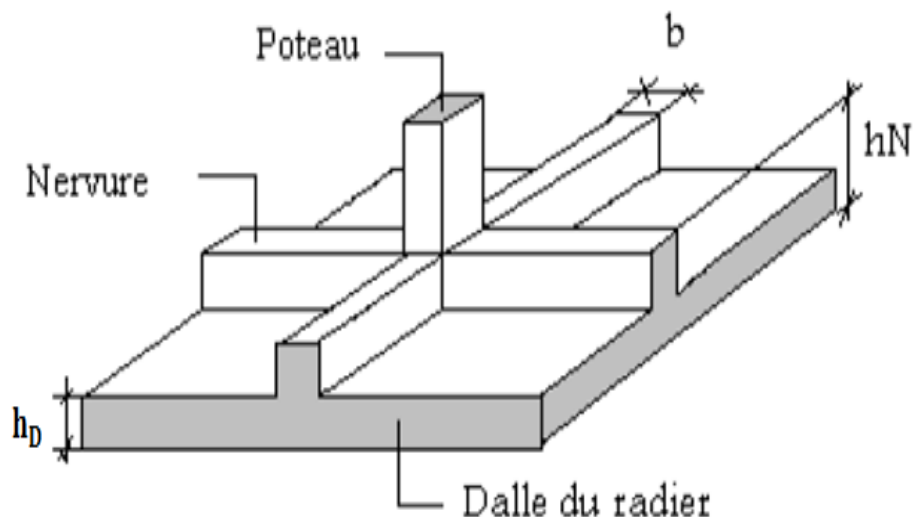


Figure.7.2. Radie générale

7.2.3.4. Vérification du poinçonnement :

Selon B.A.E.L 91 modifié 99 :

$$q_u \leq 0.045 \times P_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u: L'effort normal en ELU du poteau le plus sollicité.

h_n: Hauteur de la nervure .**h_n=1.2 m.**

P_c: Périmètre du poteau.

a : dimensionne du poteau .

$$P_c = 2 \times \left[\left(a + \frac{h}{2} + \frac{h}{2} \right) + \left(a + \frac{h}{2} + \frac{h}{2} \right) \right]$$

$$P_c = 4 \times (a + h) = 4 \times (0,7 + 1,2) = 7,6$$

$$\text{Donc } q_u = 2882,09 \text{ KN} \leq 0.045 \times 0,8 \times 7,6 \times \frac{25}{1.5}$$

$$q_u = 2882,09 \text{ KN} \leq 4560 \text{ KN}$$

7.2.3.5. Détermination des moments d'après Sap 2000 :

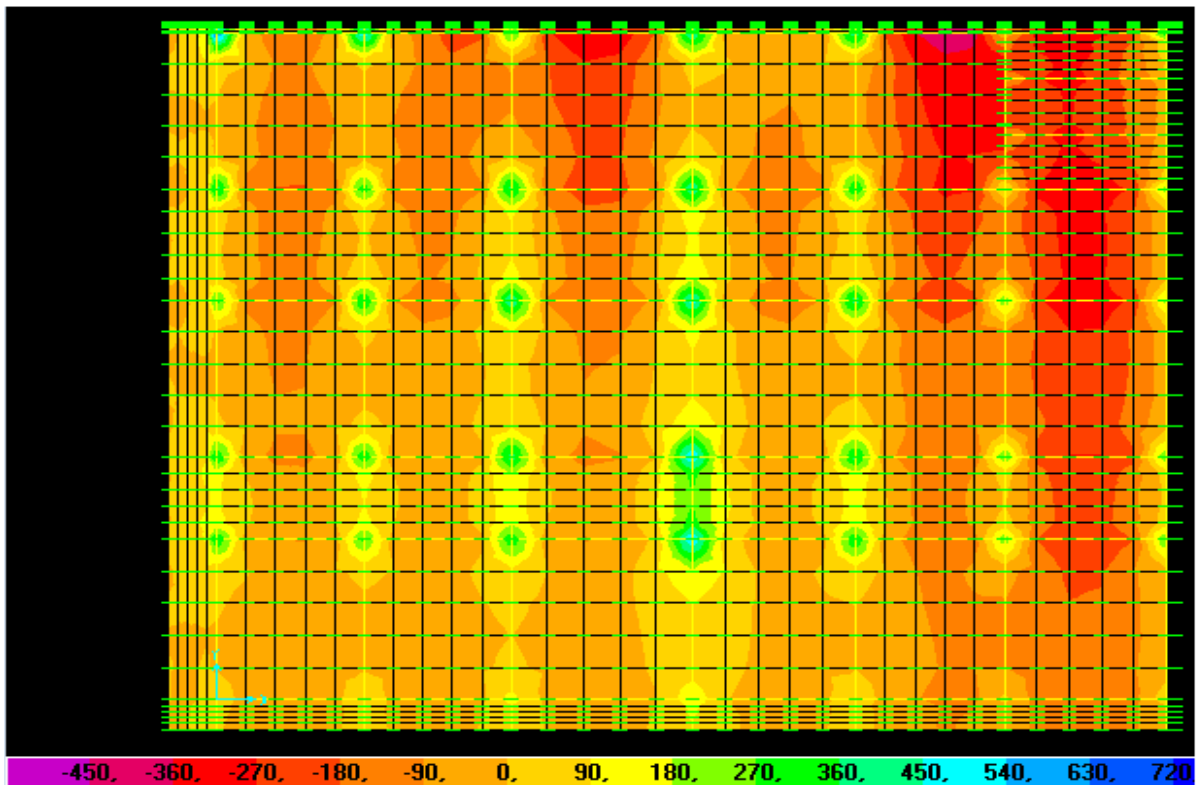


Figure.7.3.moment M11 de la dalle à ELU

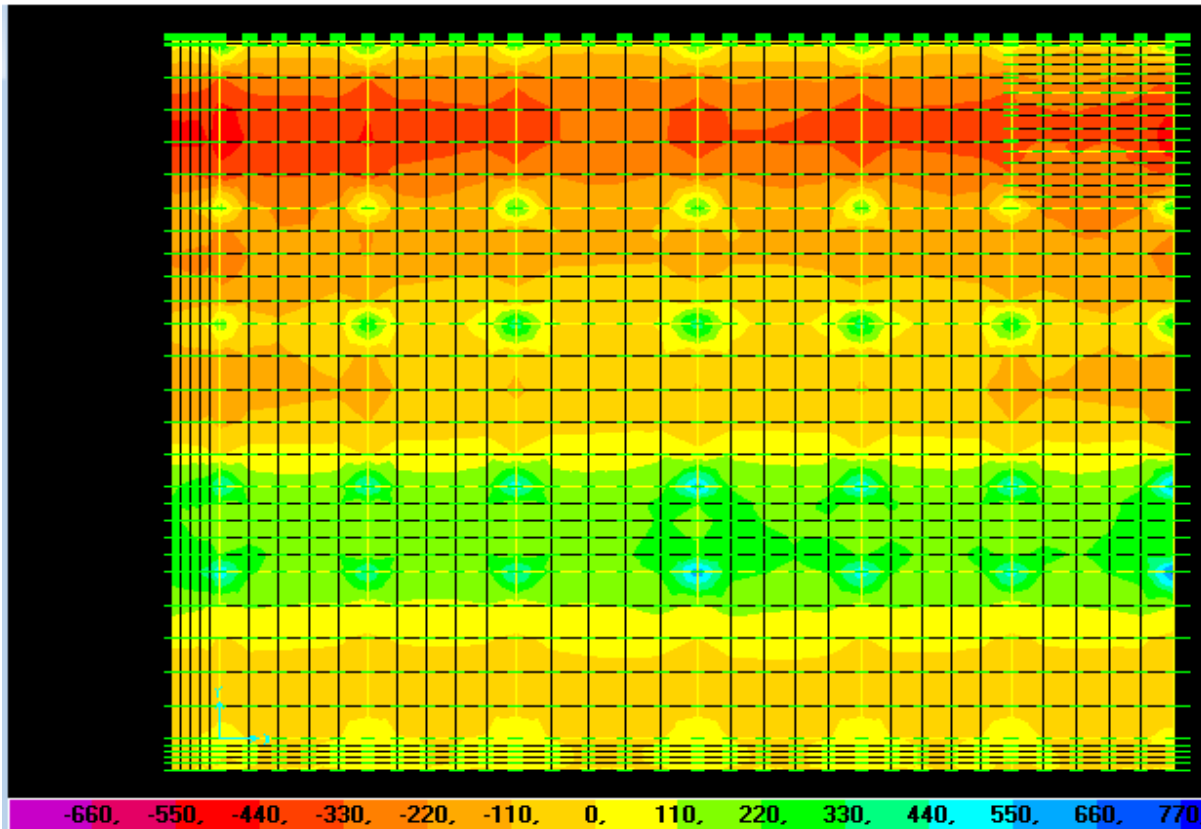


Figure.7.4.moment M22 de la dalle à ELU

Tableau 7. 1. Moment fléchissant du radier nervuré à ELU et ELS

		ELU		ELS	
		M11(KN.m)	M22(KN.m)	M11(KN.m)	M22(KN.m)
Dalle	Appui	523,261	574,562	351,912	387,051
	Travée	411,573	571,587	276,332	382,900
Nervure	Appui	785,849		529,870	
	Travée	1023,636		686,083	

7.2.3.6. Ferraillage de la dalle du radier :

✓ Suivant (M11)

✚ En travée :

❖ ELU :

$$M_{ut} = 411,573 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,72 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{411,573 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,056 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,075$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,688 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{411,573 \times 10^{-3}}{0,688 \times 348} = 17,19 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{st} \geq \max(9; 9,66)$$

$$A_{st} \geq 9,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 7T20 = 21,17 \text{ cm}^2$$

ELS :

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

$$M_u = 411,573 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$M_s = 276,332 \times 10^{-3} \text{ MN}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,49$$

$$\alpha = 0,075 < 0,50 \dots\dots\dots \text{CV}$$

En appuis :

ELU :

$$M_{ua} = 523,261 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,72 \text{ m}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{523,261 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,071 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,05$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,71 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{523,261 \times 10^{-3}}{0,71 \times 348} = 21,117 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \max(9; 9,66)$$

$$A_{st} \geq 9,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_{st} = 7T20 = 21,17 \text{ cm}^2$$

ELS :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = 1,48$$

$$\alpha = 0,05 < 0,49 \quad \text{C.V}$$

✓ **Suivant (M22)**

En travée :

ELU

$$M_{ut} = M22 = 571,587 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,72 \text{ m}$$

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

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{571,587 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,078 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}\right) = 0,1$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,691 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{571,587 \times 10^{-3}}{0,691 \times 348} = 23,76 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \max (9; 9,66)$$

$$A_{st} \geq 9,66 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A_{st} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$

✚ **ELS:**

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = 1,49$$

$$\alpha = 0,1 < 0,50 \dots \dots \dots \text{ CV}$$

✚ **En appui :**

○ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bc}}$$

$$M_{ua} = 574,562 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ Mpa}$$

$$d = 0,9 \times h = 0,72 \text{ m}$$

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

$$\mu_u = \frac{574,562 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72^2 \times 14,16} = 0,078 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,1$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,691$$

$$A_{st} = \frac{574,562 \times 10^{-3}}{0,691 \times 348} = 23,89 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq \max \left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} \right)$$

$$A_{st} \geq \max (9; 9,66)$$

$$A_{st} \geq 9,66 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 8T20 = 25,13 \text{ cm}^2$

✚ **ELS :**

Il faut vérifier :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ua}}{M_{sa}} = 1,48$$

$$\alpha = 0,1 < 0,49 \quad \text{CV}$$

Section minimum RPA99 V 2003 :

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times B = 0,005 \times 100 \times 80$$

$$A_{st \text{ min}} = 40 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} \geq A_{st \text{ min}}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{1524,17 \times 10^{-3}}{1 \times 0,72}$$

$$\tau_u = 2,11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \longrightarrow \text{C.V}$$

Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right\} = \min\{2,28; 8; 2\} \text{ cm}$$

On prend :

$$\phi_t = 10 \text{ mm}$$

Espacement St :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40\text{cm}\} = \min\{64,8\text{cm}; 40\text{cm}\}$$

$$\text{Donc : } S_t \leq 40 \text{ cm}$$

Tableau .7.2.Ferrailage de la dalle

		A_{\min} (cm ² /ml)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{choisi} (cm ² /ml)	S_t (cm)	ϕ_t (mm)
Sens x-x	Travée	40	17,19	7T20 21,99	12	10
	Appui		21,17	7T20 21,99	12	10
Sens y-y	Travée	40	23,76	8T20 25,13	12	10
	Appui		23,89	8T20 25,13	12	10

7.2.3.7. Calcul du ferrailage de la poutre nervurée :

Le calcul se fait à la flexion simple avec une section de (1,2 × 1,00) m²

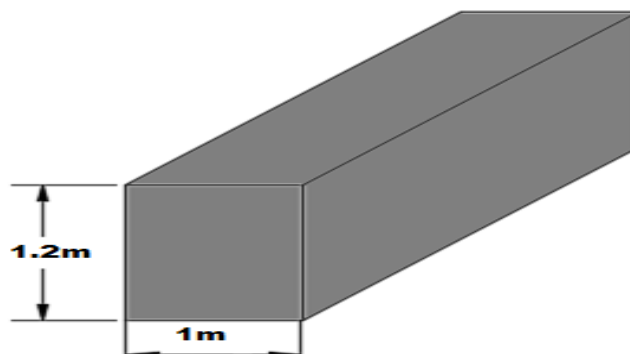


Figure. 7.5. Section de nervure

✚ **En travée :**

❖ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{bd^2f_{bc}}$$

$$M_{ut} = 1023,636 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 1,08 \text{ m}$$

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

$$\mu_u = \frac{1023,636 \times 10^{-3}}{1 \times 1,08^2 \times 14,16} = 0,0619 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,075$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,05$$

$$A_{st} = \frac{1023,636 \times 10^{-3}}{1,05 \times 348} = 28,01 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 13 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi $A_{st} = 10 \text{ T20} = 31,42 \text{ cm}^2$

❖ **ELS :**

Il faut vérifier :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = 1,49$$

$$\alpha = 0,075 < 0,50 \quad \text{CV}$$

✚ **En appuis :**

❖ **ELU :**

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{bd^2f_{bc}}$$

$$M_{ua} = 785,849 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$f_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,16 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9 \times h = 1,08 \text{ m}$$

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

$$\mu_u = \frac{785,849 \times 10^{-3}}{1 \times 1,08^2 \times 14,16} = 0,048 < \mu_R = 0,392$$

$A_{sc} = 0 \rightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (section de simple armature).

$$A_{st} = \frac{M_{ut}}{Z \times \sigma_{st}}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0,0625$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 1,053$$

$$A_{st} = \frac{785,849 \times 10^{-3}}{1,053 \times 348} = 21,44 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$f_{t28} = 0,06 \times f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st} \geq 13 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage choisi $A_{st} = 10T20 = 31,42 \text{ cm}^2$

❖ **ELS :**

Il faut vérifier :

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

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ut}}{M_{st}} = 1,48$$

$$\alpha = 0,0625 < 0,49 \quad \text{C.V}$$

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{497,339 \times 10^{-3}}{1 \times 1,08}$$

$$\tau_u = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

-Section minimum RPA2003 99v:

$$A_{st \text{ min}} = 0,005 \times B = 0,005 \times 100 \times 120$$

$$A_{st \text{ min}} = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ travée}} + A_{st \text{ appui}} \geq A_{st \text{ min}}$$

Armatures transversales At :

• **Diamètre des armatures At :**

$$\phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_L\right\} = \min\{3,43; 10; 1,6\} \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

-Espacement St :

D'après le **RPA 99 (version 2003)**.

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\phi_L\right\} = \{30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 19,2 \text{ cm}\}$$

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

Zone courante :

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm}$$

$$S'_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau 7.3. Ferrailage de nervure :

	A_{\min} (cm ² /ml)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{choisi} (cm ² /ml)	S_t (cm)	S'_t (cm)	ϕ_t (mm)
Travée	60	28,01	10T20 31,95	15	20	10
Appui		21,44	10T20 31,42			

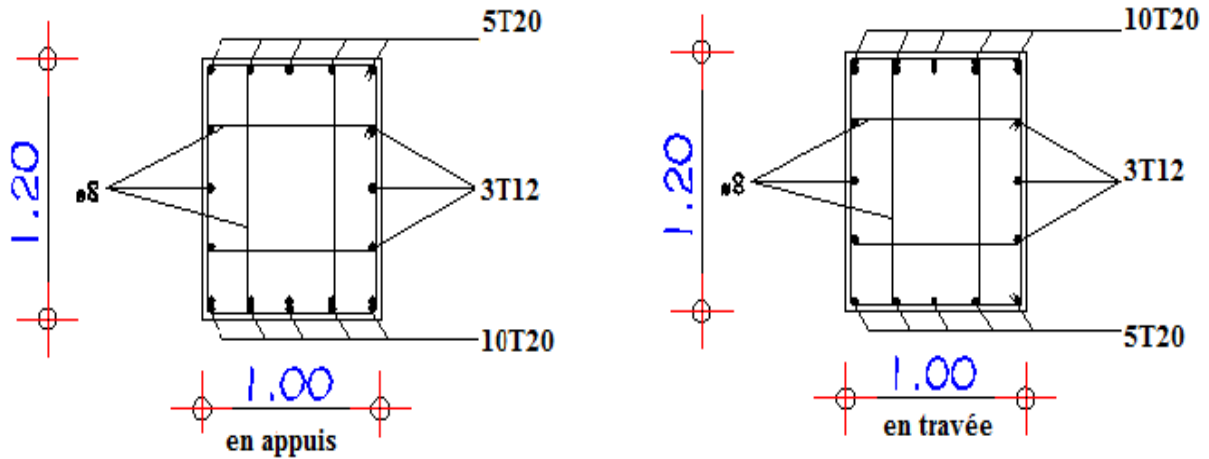


Figure.7.6.ferrailage de nervure

Chapitre : 8

Estimation des couts

8.1. Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse à la détermination des coûts totaux de l'ouvrage étudié, En utilisant les devis quantitatif et estimatif.

8.2. Qu'est-ce qu'un Projet :

Est un ensemble de tâches dépendantes les unes des autres, participant à un but commun.

Un projet est limité dans le temps et l'espace : date de début et fin.

Un projet possède aussi des spécifications techniques: qui fixent à la fois sa mission et les moyens pour la réaliser.

Les projets sont soumis à des contraintes de coût, fixées généralement dès leur début.

8.3. Facteur principal d'un projet :

Un projet est caractérisé par trois éléments :

- a) **Qualité:** Un projet est de bonne qualité si les attentes du client sont satisfaites.
- b) **Délai:** Un projet a toujours un délai, donc il faut respecter celui -ci.
- c) **Coût :** Un projet a un coût. Il faut que le chef de projet puisse contrôler en permanence l'évolution des dépenses et contrôler la balance entre les besoins du client et ce qu'il est prêt à payer.

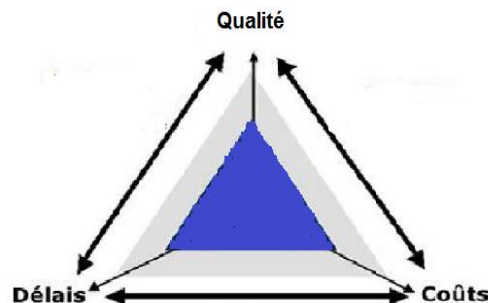


Figure.8.1. facteurs principaux d'un projet

8.4. Les différents intervenants du projet :

Cette notion de responsabilité à chaque niveau d'intervention, est essentielle à la bonne marche du projet.

- **Le maître d'ouvrage :** est la personne physique/morale qui sera le propriétaire de l'ouvrage. Ses principales missions seront: Fixer les objectifs ; Fixer l'enveloppe budgétaire ; Fixer les délais souhaités pour la réalisation du projet.

- **Le maître de l'œuvre** : est une personne physique/morale qui reçoit mission du maître de l'ouvrage pour assurer la conception, la réalisation et le contrôle d'un ouvrage conformément au programme de réalisation de projet.

- **L'entreprise** :

L'entreprise est liée par des contrats avec le maître d'ouvrage, elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

- **Le contrôle technique** :

Le contrôle Technique de Construction s'exerce tout au long des opérations, très en amont, dès la phase de conception pour identifier et contribuer à la prévention des aléas techniques de la construction, en cours d'exécution et jusqu'à la fin du chantier.

8.5. Objectif :

Pour le besoin essentiel au présent projet de fin d'étude je me suis fixé uniquement comme objectif de définir le coût de réalisation de projet.

Pour atteindre ce objectif j'ai réalisé un : **devis quantitatif estimatif**.

8.6. Devis quantitatif estimatif :

- **Définition** :

Le devis quantitatif donne la liste détaillée, par poste, du nombre d'unités d'œuvre (mètres linéaires ou ml; m²; m³; unités U) qui composent les marchés de chaque corps d'état. Le devis estimatif donne, pour chaque poste et chaque corps d'état, une estimation préalable des prix envisageables, servant de base à la consultation ou à l'appel d'offres [...] Souvent, ces deux [devis] ne forment qu'un seul document, dit quantitatif-estimatif.

Tableau .8.1.Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignation des ouvrages	U	Quantité	P. Unitaire	Montant
1/Terrassement					
1.01	Terrassement en grande masse en terrain de toute nature profondeur suivant plans B.A	M ³	1 672,09	1200,00	2006503,20
1.02	remblais des vides par la terre provenant des déblais triés et sélectionnés exécutés par tous moyens appropriés et par couches successives de 20cm d'épaisseur fortement damées arrosées, et toutes sujétions de bonne d'exécution.	M ³	10,00	1000,00	10000,00
1.03	Transport des terres a la décharge publique y compris chargement, déchargement et toutes sujétions d'exécution.	M ³	70,00	600,00	42000,00
2/Infrastructure					2 058 503,20
2.01	Béton de propreté dosé a 150 kg 1 m ³ ép. =10 cm sous radier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage et toutes sujétions d'exécution.	M ³	49,18	10000,00	491790,00
2.02	Béton armé dosé à 350 kg/M ³ pour radier y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution	M ³	439,53	32000,00	14064960,00
2.03	Béton armé dosé à 350kg/M ³ pour nervure y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, et toutes sujétions d'exécution	M ³	103,40	32000,00	3308800,00
2.04	Béton armé dosé à 350 kg/M ³ pour avant poteaux y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution	M ³	11,76	32000,00	376320,00
2.05	Hérissonnage en pierre sèche et moellon y compris réglage des parties supérieures, bouchage des interstices en caillesson , l'ensemble réalisé suivant un ep uniforme de 15 cm parfaitement damée pour recevoir une forme en béton et toutes sujétions de mise en œuvre	M ²	167,23	600,00	100338,00
2.06	Dalle flottante y compris treillis soudé et joint en polystyrène de 5 cm et toutes sujétions de fourniture et de mise en œuvre,	M ²	167,23	1000,00	167230,00
3/ Lot Assainissement Intérieur					18 509 438,00
3.01	confection de regard en B.A y compris dalette et toutes sujétions de bonne finition, A/80/80 H variable	U	4,00	10 000,00	40000,00
3.02	fourniture et pose de tube en PVC DN 315 PN04 a joint y compris ouverture, fermeture des fouilles en terrain de toute nature, et lit de sable 10 cm A/Ø300	ML	32,00	2 000,00	64000,00
4/ Lot Superstructure					104 000,00

4.01	Béton armé dosé à 350kg/M ³ y compris coffrage, décoffrage, ferrailage, façonnage ces aciers nettoyage, vibration et toutes sujétions d'exécution de fabrication et de mise en œuvre.	M ³	525,77	32 000,00	16824768,00
	A - Poteaux et Voiles				
	B - Poutres, Chaînages.	M ³	327,91	32 000,00	10493216,00
	C - Escalier	M ³	31,35	32 000,00	1003321,60
	D- Acrotère	M ³	1,19	32 000,00	38080,00
	E-dalle pleine	M ³	1,00	20 000,00	20000,00
4.02	Béton armé pour linteaux (portes et fenêtres), appuis de fenêtre et ouvrages divers,	M ³	4,91	24 000,00	117936,00
4.03	Réalisation d'un arc pour la façade postérieure en Béton armé dosé a 350k /M ³ compris coffrage décoffrage nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution (Voir détail).	U	2,00	45 000,00	90000,00
4.04	Plancher en corps creux de 16+5 cm y compris dalle de compression de 5 cm, poutrelle en béton armé dose à 350kg/M ³ , hourdis et treillis soudés y compris coffrage, décoffrage, nettoyage, ferrailage, vibration et toutes sujétions d'exécution	M ²	4 492,45	3 000,00	13477350,00
5/ Lot Maçonnerie/ Enduit					42 064 671,60
5.01	Mur extérieur en double parois en briques creuses d'épaisseur totale 15 cm +10 cm avec une feuille polystyrène de 4 cm hourdée au mortier de ciment y compris fourniture et pose et toutes sujétions de bonne exécution.	M ²	2 436,24	2 500,00	6090600,00
	Mur intérieur de 10 cm en briques creuses au mortier de ciment y compris toutes sujétions d'exécution.	M ²	541,07	1 200,00	649286,40
5.02	Mur intérieur de 15 cm en briques creuses au mortier de ciment y compris toutes sujétions d'exécution.	M ²	203,32	1 500,00	304980,00
5.04	Réalisation de bandeaux décoratifs en maçonnerie de 10 cm y compris réglage, cintrage et toutes subjections d'exécution.	ML	254,80	1 600,00	407680,00
6/ Lot Enduit					7 452 546,40
6.01	Enduits extérieurs au mortier de ciment appliqué sur maçonnerie de brique exécute en deux couches y compris rebouchages des trous,	M ²	3 166,60	1 800,00	5699883,60
6.02	Enduits intérieurs au mortier de ciment appliqué sous plafond, y compris dressage des aetes, rebouchages des trous	M ²	8 093,04	1 000,00	8093036,00
7/ Lot Evacuation intérieure					13 792 919,60
7.01	FP de tuyauterie en PVC (01er choix de couleur gris) PN4 de Φ 160mm pour descentes EP, EU et EV y compris pièces colliers, fourreaux, et toutes sujétions d' exécution de mise en œuvre	ML	120,00	1 300,00	156000,00

7.02	F/P de conduite de raccordement en PVC (01er choix de couleur gris) de ep = 50 mm y compris pièces, colliers, fourreaux et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre	ML	70,00	300,00	21000,00
7.03	F/P de siphon de sol complet avec grille (Ø= 40mm) de dim = 15x15cm	U	27,00	1 000,00	27000,00
7.04	F&P de canalisation en PVC (01er choix de couleur gris) d'un diamètre de 150mm pour le passage du table électrique y compris fouille, avertisseur, remblai et toutes sujétions d'exécution	ML	40,00	1 000,00	40000,00
8/ Lot Ouvrage divers					244 000,00
8.01	Fourniture et pose d'une cuisine moderne équipé composée de : -Rangement (poiles , tiroirs , éléments) en stratifiés - plan de travail en granite - Evier a deux bacs (y compris mitigeur , siphon , et raccordement aux shtes) -Eclairage du plan de travail et élément , avec 6 spots de 10 y compris transformateur . - Equipement de cuisine à savoir (model selon choix de l'architecte, cuisinière, four à micro - ondes Hotte en acier Réfrigérateur et congélateur, Et toutes sujétions de pose et de mise en marche (couleur selon choix de l'architecte)	U	20	60 000,00	1200000,00
8.02	fourniture et pose d'un ensemble de lavabo composé de : -Rangement (portes, tiroirs, éléments) -vasque (y compris mitigeur, et raccordement aux chutes, moroire, 3 spots de 10 w y compris transformateur, Et tous sujétions de pose et de mise en marche (couleur selon choix de l'architecte)	U	20	6 500,00	130000,00
8.03	fourniture et pose et mise en marche d'ascenseurs	ML	30,00	2 500,00	75000,00
8.04	Fourniture et pose de couvre joint extérieur en PVC de 20 cm suivant le choix du maitre d'œuvre et toutes sujétion de bonne exécution.	U	20	1 800,00	36000,00
8.05	fourniture et pose de couvre joint intérieur pour mur en PVC de 20 cm suivant le choix du maitre d'œuvre et toutes sujétion de bonne exécution.	U	20	1 300,00	26000,00
9/ Lot Revêtement					1 467 000,00
9.01	Fourniture et pose de carreaux en dalle de sol, de premier choix de dimensionne 40X 40 cm, (couleur blanc moucheté), y compris coupe, nettoyage en fin de travaux et toutes sujétions de bonne finition,	M ²	3 760,00	1 200,00	4512000,00
9.02	Fourniture et pose de faïence 25x 35 cm posée au mortier de ciment avec au préalable, dressement des parois, y compris coupe, bon alignement dans les deux sens, jonction parfaite entre les carreaux, joints remplis de 1 mm de ciment blanc au maximum avec toutes les sujétion de bonne choix	M ²	1 605,84	1 500,00	2408760,00

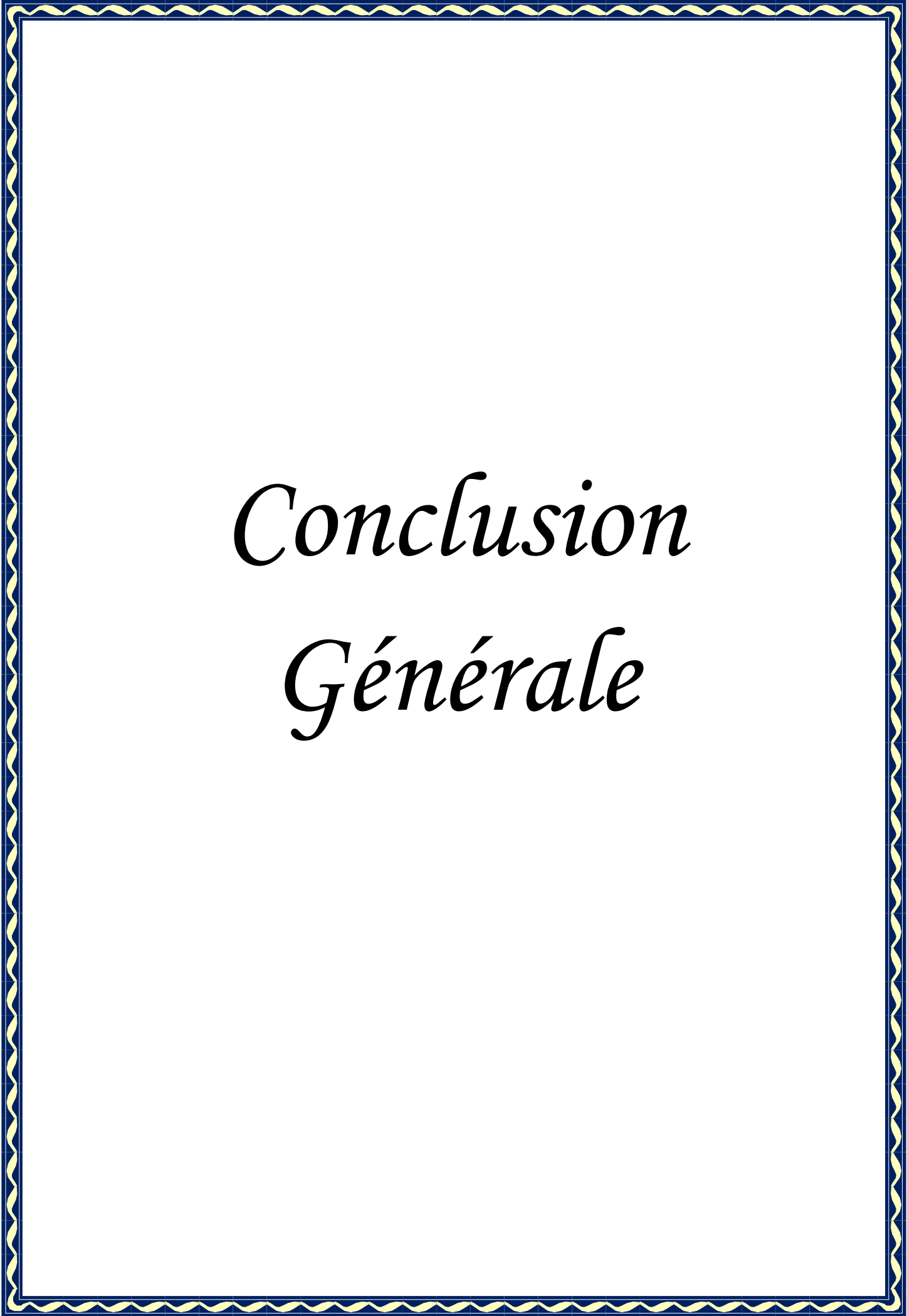
9.04	Fourniture et pose de finition, (couleur plinthe en dalle de sol, de premier choix de dimension 7,5 x 40 cm posée au mortier ciment en saillie par au nu fini du mur, y compris coupe, bon alignement, joints remplis de 1 mm de ciment blanc au maximum avec toutes les sujétions de bonne finition,	ML	2 958,72	300,00	887616,00
9.05	Fourniture et pose de marches pour escalier en marbre blanc d'une épaisseur 2 cm posées au mortier de ciment, y compris pansage et lustrage toutes sujétions de bonne finition, dimensions 120 x 30 cm	M ²	193,05	1 500,00	289575,00
9.06	Fourniture et pose de contre marches pour escalier en marbre blanc d'une épaisseur 2 cm posées au mortier de ciment, y compris pansage et lustrage toutes sujétions de bonne finition, dimensions 120 x 17 cm.	M ²	60,11	1 500,00	90168,00
9.07	fourniture et pose d'appuis de fenêtre préfabriquées en granito de ciment blanc de premier choix d'une épaisseur 2 cm avec bords arrondis posées au mortier de ciment, y compris pansage et lustrage toutes sujétions de toutes sujétions de bonne finition, dimension 1,40x35, dimension 2,10 x35	M ²	6,00	6 500,00	39000,00
10/ Lot Electricité					8 227 119,00
10.01	f/ pose de tableau de distribution composé de : 1 disjoncteur différentiel 10 à 30 A 4 divisionnaire 10 A pour circuit allumage. Divisionnaire 16A pour circuit prise.	ENS	28	4 000,00	112000,00
10.02	Interrupteur simple allumage 6/10A en 250V monobloc a griffe type a encastrer dans les boites de diamètre 60mm y compris fourniture pose et raccordement en ordre de marche.	U	140	600,00	84000,00
10.03	Interrupteur double allumage 6/10A en 250V monobloc a griffe type a encastrer dans les boites de diamètre 60mm y compris fourniture pose et raccordement en ordre de marche.	U	28	600,00	16800,00
10.04	Interrupteur va et vient 6/10A en 250V monobloc a griffe type a encastrer dans les boites de diamètre 60mm y compris fourniture pose et raccordement en ordre de marche.	U	55	600,00	33000,00
10.05	F/P de Prise de courant y compris gaines fileries, boite de dérivation d'encastrement dim et daim normalisé d'encastrement et branchement	U	140	600,00	84000,00
10.06	fourniture et pose de boite de dérivation 80/80	U	60	200,00	12000,00
10.07	fourniture et pose de bloc de secoure à led	U	28	450,00	12600,00
10.08	fourniture et pose de réglette 690 cm y compris néon 1 x 20 w et toute sujétion de bonne pose.	U	28	3 800,00	106400,00
10.09	fourniture et pose de spot avec lampe 150 w chosé	U	28	3 000,00	84000,00

10.10	F/P applique murale de lavabo équipée d'une lampe lonolithe de 60 w en 220 v, d'un interrupteur et d'une prise de courant y compris fourniture pose et raccordement en ordre de marche	U	28	1 500,00	42000,00
10.11	Fourniture te pose de gaine gorge flexible 12 mm de diamètre	U	28	90,00	2520,00
10.12	fourniture et pose de sonnette pour appartement.	U	2	2 000,00	4000,00
10.13	Fourniture et pos de piquet cette terre en bronze.	ML	60,00	1 500,00	90000,00
10.14	F/P boîte R.V, O type sonelgaz	ENS	6	2 500,00	15000,00
10.15	F/P d'ascenseur y compris bouton, câbles, et tout sujestion d'exécution	U	1	6 000 000,00	6000000,00
11/ Lot Plomberie/Sanitaire					6 698 320,00
11.01	F/P de cuvette WC à l'anglaise en porcelaine avec appareillage de chasse a pression, et robinet d'équerre, douchette premier choix, raccordement au chute avec flexible et toutes sujétions de mise en place.	U	27	15 000,00	405000,00
11.02	F/P de pose de lavabo en porcelaine y compris siphon de vidange, mitigeurs, raccordement au chut et toutes sujétions de mise en place.	U	27	6 000,00	162000,00
11.03	F/P de robinet d'arrêt en PVC, Ø25. et toutes sujétions de pose de fixation et de bonne exécution.	U	27	1 000,00	27000,00
11.04	F/P de Baignoire de douche en RESIGNE y compris siphon de vidange, mélangeur, colonne de pomme de douche et toute sujétions de pose de fixation et de bonne exécution. Longueur 1,50 m.	U	20	18 000,00	360000,00
11.05	F/P de robinet de puisage et toutes sujétions de bonne exécution.	U	54,00	1 000,00	54000,00
11.06	F/P de siphon de sol 15X15 Ø40 métallique couleur inox premier choix et toutes sujétions de pose de fixation.	U	27,00	800,00	21600,00
11.07	F/P de tube en multicouche PN= 1 MPA , y compris , coude filetage fixation ,raccords , support , raccords , réduction , colliers , appliques attaches tube , fourreaux en plastique à la rencontre des murs et toutes sujétions de pose de fixation et de bonne exécution . Ø12/16 type B T MAX = 950°	U	250,00	550,00	137500,00
11.08	F/P de tube en multicouche PN= 1 MPA , y compris , coude filetage fixation ,raccords , support , raccords , réduction , colliers , appliques attaches tube , fourreaux en plastique à la rencontre des murs et toutes sujétions de pose de fixation et de bonne exécution . Ø16/ 20 type B T MAX 950°	U	150	650,00	97500,00
11.09	F/P de tuyau en PV pour évacuation EU EV EP y compris coude , fixation , raccords , support , raccordement , coudes, colliers , et toutes sujétion	U	27	450,00	12150,00

	de pose de fixation et de bonne exécution . A-Ø 32				
11.10	F/P de tuyau en PV pour évacuation EU EV EP y compris coude , fixation , raccords , support , raccordement , coudes, colliers , et toutes sujétion de pose de fixation et de bonne exécution . B- Ø 40	U	54	500,00	27000,00
11.11	F/P de tuyau en PV pour évacuation EU EV EP y compris coude , fixation , raccords , support , raccordement , coudes, colliers , et toutes sujétion de pose de fixation et de bonne exécution . C- Ø 110	U	4	700,00	2800,00
12/ Lot Gaz					1 306 550,00
12.01	F&P de tuyauterie en cuivre qualité GAZ y compris pièces tous types raccords de branchement, colliers, fourreaux, soudure et toutes sujétions d'exécution de mise en œuvre				
	A * Ø 20/22	ML	80,00	750,00	60000,00
	B * Ø 26/28	ML	90,00	800,00	72000,00
	C * Ø 14/16	ML	120,00	650,00	78000,00
12.02	F/P de robinet d'arrêt diamètre Ø 14/16 y/c toute sujestion	U	40,00	1 000,00	40000,00
12.03	F/P de vanne de gaz diamètre Ø 16 y/c toute sujestion	U	40,00	900,00	36000,00
13/ Lot Menuiserie Bois					286 000,00
13.01	F/P porte en MDF à 1 vantail de 0,84 x 2,3 vitrée (cuisines) y/c cadre de 7/7 en bois rouge et 2 couches de peinture à l'huile et toutes sujétions de pose .	U	20	10 000,00	200000,00
13.02	F/P porte en MDF rouge à 1 vantail de 0,84 x 2,3 y/c cadre de 7/7 en bois rouge et 2 couches de peinture à l'huile toute sujétion de pose.	U	64	10 000,00	640000,00
13.03	F/P porte en MDF à 1 vantail de 0,8 avec oculus (WC - SDB) y/c cadre de 7/7 en bois rouge et 2 couches de peinture à l'huile toutes sujétions de pose.	U	47	10 000,00	470000,00
13.04	F/P porte en MDF à 2 vantaux de 1,2 x 2,3 vitrée (séjour) y/c cadre de 7/ 7 en bois rouge et 2 couches de peinture à l'huile toutes sujétions de pose	U	20	20 000,00	400000,00
13.05	F/P porte en MDF à 2 vantaux de 2,30 x 1,40 pour placards y/c cadre de 7/7 en bois rouge et 2 couches de peinture à l'huile toutes sujétions de pose.	U	44	20 000,00	880000,00
13.08	F/P de fenêtre en bois rouge avec persienne type F1 a 02 battants de 1,20x1,40m pour chambre y compris cadre de Dim 7/14cm, chambranle , quincaillerie et toutes sujétions.	U	119	7 800,00	928200,00
13.09	F/P de fenêtre en bois rouge avec persienne type F3 a 02 battants et châssis fixe de 0,80x0,60m pour	U	44	4 500,00	198000,00

	cuisine y compris cadre de Dim 7/14cm, chambranle , quincaillerie et toutes sujétions.				
14/ Lot Menuiserie Métallique					3 716 200,00
14.01	F/P de portes armé à 1 vantail de 1,00X2,30(portes d'entrée des appartement) y compris serrures et toutes sujétions de bonne pose .	U	2	19 000,00	38000,00
14.02	F/P de porte métallique d'accès au logement a 01 vantail avec oculus ouvrant type PM2 de 1,10x2,30 m y/compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions	U	27	11 000,00	297000,00
14.04	F&P de porte métallique à 02 ventant (0,60x0,60x2,00)m type SONALGAZ pour armoire électrique générale située au RDC y compris cadre, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	U	27	4 000,00	108000,00
14.05	Fourniture et pose de garde-corps pour escalier décoré suivant le de détail en tube rectangle et fer carré d'une hauteur de 80 cm y compris peinture antirouille et à l'huile en deux couches, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	ML	79,00	4 000,00	316000,00
14.06	F/P de trappe d'accès 0,90 X 0,90 m pour de terrasse y compris réglage du support de pose et toutes sujétions d'exécution.	ML	2,00	3 000,00	6000,00
14.07	F/P de grille pour fenêtre de R.D.C y compris peinture à l'huile en deux couches, quincaillerie et toutes sujétions d'exécution,	U	17	5 500,00	93500,00
15/ Lot Etanchéité					858 500,00
15.01	forme de pente en béton dosé 250 kg/ M3 fourniture des matériaux fabrication des bétons, amené a pied d'œuvres, mise en œuvre selon les règles de l'art , réglage des pentes , y compris toutes sujétion de bonne exécution ,	M ²	40,00	1 500,00	60000,00
15.02	exécution d'un complexe d'étanchéité en multicouches type 36S, y compris toutes sujétion de bonne exécution,	ML	18,00	1 200,00	21600,00
15.03	Relevé d'étanchéité en paxalumin, y compris toute sujétion de bonne exécution,	M ²	18,00	1 000,00	18000,00
15.04	protection lourde de l'étanchéité en gravillon d'oued roulé de calibre 15/25 de 5 cm d'épaisseur y compris toutes sujétions de bonne exécution,	M ²	16,00	1 200,00	19200,00
15.05	Etanchéité sous carrelage, exécute en une couche 36 s	M ²	100,00	1 200,00	120000,00
16/ Lot Peinture et Vitrerie					238 800,00
16.01	peinture a base de vinyle mat type blanroc extra ou similaire appliquée en deux couches sur murs et plafonds intérieurs , y compris deux couches d'enduit peinture les travaux préparatoires du support a savoir rebouchage des trous égrenage , époussetage , nettoyage des locaux après les travaux .	M ²	8 093,04	400,00	3237216,00

16.02	Peinture a base de vinyle mat type blanroc extra ou similaires appliquée en deux couches sur murs extérieur y compris deux couches de chaux ,les travaux préparatoires du support a savoir rebouchage des trous égrenage ,époussetage , nettoyage des locaux après les travaux ,	M ²	3 166,60	400,00	1266640,00
16.03	Peinture à base de laque appliquée en deux couches y compris les travaux préparatoires tels que rebouchage, ratissage de deux couches d'enduit,	M ²	8 093,04	500,00	4046520,00
	fourniture et pose de miroir d'épaisseur 4 mm (0,8 X 1 m), y compris cadre en bois hêtre d'une épaisseur de 4 cm et toutes sujétion de mise en place.	M ²	421,04	2 800,00	1178912,00
					9 729 288,00
Total général en HT					116753855,80
TVA 7%					8 172 769,91
Total général en TTC					124926625,71



*Conclusion
Générale*

Conclusion générale

Ce projet de fin d'Etudes a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur et d'utiliser le logiciel SAP2000 pour dresser un modèle spatial de l'ouvrage, et en particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Enfin, j'ai fait sortir les conclusions suivantes :

- ✓ La grande difficulté qu'on a trouvé dans ce mémoire été dans la modélisation de la structure et dans de la disposition des voiles, mais on a trouvé les solutions nécessaires.
- ✓ Touts les éléments structuraux (poteaux, poutre, voiles) respectent les RPA 99 V 2003.
- ✓ Concernant le choix du plancher, j'ai opté pour des planchers corps creux pour tous les étages.
- ✓ L'irrégularité en élévation de notre structure rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique.
- ✓ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période.
- ✓ Pour l'infrastructure, le radier générale est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.
- ✓ L'étude estimatif de ce projet a permis de faire un devis estimatif et quantitatif qui conduira à atteindre les coûts des différents étages et couts totale de la structure.

Finalement, j'espère que cette modeste étude a été comme une référence qui contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES



Les livres:



D.T.R.B.C-2.2 Charges permanentes et charges d'exploitation.



Règle de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.



Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 v2003.



*BAEL ,91 jean-Pierre Mouglin , Béton Armé aux Etats limites 91 modifié99
,deuxième Edition Eyrolles 2000.*

Les mémoires de fin d'étude :

- ❖ *Etude technico-économique d'un bâtiment en béton armé 'Sou sol et RDC+ 10 étages' présenté le 11 JUIN 2017 par ADJROUD Med amine et SKKAL M.F.*
- ❖ *Etude d'un bâtiment R+9 à usage d'habitation à Tlemcen.
Présenté en juin 2017 par MERZOUG ikram et chia imane.*
- ❖ *Etude technico-économique d'un bâtiment en béton armé (ss+R+9) a Oran ,présenté le 11 juin 2017 par MALFI AMINA .*

Outils informatiques



Logiciel SAP 2000



Logiciel AUTOCAD



Logiciel EXCEL



WORD 20010