

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de de génie civil et d'hydraulique



N°Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER
Spécialité : Génie Civil
Option : Structure

**Modélisation et étude d'un bâtiment à usage
d'habitation (R+6) contreventé par voiles et
portiques**

Réalisé par :

GHERBAL Assala.

GUELLOUT Aya.

Soutenu devant le jury :

M^r. RABEHI Mostafa

M^r. BRAHIMI Abdelkader

M^m. BOUKOUR Salima

Examineur.

Président.

Promotrice.

Année universitaire : 2022/2023

بِسْمِ اللَّهِ الْعَزِيزِ الْحَمِيدِ

Remerciement

Je tiens tout d'abord à remercier Dieu le tout puissant et miséricordieux, qui m'a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

*En seconde lieu je voudrais présenter mes remerciements à mon promotrice «**BOUKOUR Salima** » Je voudrais également lui témoigner ma gratitude pour sa patience et son soutien qui m'a été précieux afin de mener mon travail à bon port.*

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner mon travail et de l'enrichir par leurs propositions. Mes parents, mes frères pour leur réconfort et soutien durant tout mon parcours.

Enfin, je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

Dédicace

J'ai toujours pensé faire ou offrir quelque chose à mes parents en signe de reconnaissance pour tout ce qu'ils ont consenti d'efforts rien que pour me voir réussir, et voilà l'occasion est venue.

A ceux qui m'ont donné la vie, symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.

A ceux qui sont la source de mon inspiration et de mon courage, à qui je dois de l'amour et de la reconnaissance.

A mon cher père : Omar.

A ma chère mère : Zehra.

A mon chers frères : Ayoub ; Achref et Yasser.

A mes chères sœurs : Sammer ; Wissal et Rayane.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et proches : Ilhem ; Merqam ; Hadjer ; Zineb et Firdaws qui m'ont soutenu.

A ma très cher binôme Assala.

A toute la promotion de GC. Structures 2023.

Je dédie ce modeste travail.



Aya

Dédicace

*je tiens tout d'abord à dédier ce mémoire de fin d'étude à mes très chers parents (Rachid & Djamilia) qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, **ma mère** qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et **mon père** qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis.*

*A mon promotrice Dr **BOUKOUR.S** que Dieu le garde en bonne Santé.*

Je le dédie également à :

*Mon cher frère **Abdel-Ali** et mes Sœurs : **Inssaf** ; **Rayene** et **Wissal** et notre petit prince **Soltan** ; Mon beau-frère **Boubekour**.*

*A tous mes amis proches **Chahinez** ; **Samah** ; **Amani** ; **Malak** .*

*Mon binôme: **Aya***

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

Assala



Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée plus six (6) étages ; implanté à la wilaya de Mila à Grarem Gouga. Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003. La résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques voiles)

L'objectif étant le dimensionnement des différents constitutifs du bâtiment pour déterminer le ferrailage approprié pour la résistance de ce dernier aux différentes actions auxquelles il peut être soumis, nous avons dû faire appel aux règlements en vigueur notamment le CBA93, le RPA99 /2003 et le BAEL91 /99.

L'étude dynamique de la structure faite par le logiciel de calcul ROBOT afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique). Enfin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

Abstract

This project presents a detailed study of a building for residential and commercial use consisting of a ground floor plus six (6) floors; implanted in the wilaya of Mila in Grarem Gouga. This region is classified as a zone of average seismicity (IIa) according to the Algerian seismic rules RPA99 version 2003. The resistance of the building is ensured by a mixed bracing system (sail frames)

The objective being the dimensioning of the various constituents of the building to determine the appropriate reinforcement for the resistance of the latter to the various actions to which it can be subjected, we had to appeal to the regulations in force in particular the CBA93, the RPA99 /2003 and BAEL91/99.

The dynamic study of the structure made by the calculation software ROBOT in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and seismic load). Finally, in the last part of the thesis we studied and calculated the foundations.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة مفصلة لمبنى سكني وتجاري يتألف من الطابق الأرضي وستة (6) طوابق، ويقع في ولاية ميله ; القرارم قوقة . تصنف هذه المنطقة على أنها منطقة زلزالية متوسطة (IIa) وفقاً للقواعد الزلزالية الجزائرية RPA99 الإصدار 2003. يتم ضمان مقاومة المبنى من خلال نظام دعامة مختلط (أعمدة وجدران) يهدف هذا المشروع لتحديد أبعاد المكونات المختلفة للمبنى وحساب التسليح المناسب لضمان مقاومته للأحمال المختلفة التي يمكن أن يتعرض لها، وقد تم الاستعانة بالتشريعات النافذة بما في ذلك CBA93 و RPA99/2003 و BAEL91/99 تم إجراء دراسة ديناميكية للهيكل باستخدام برنامج حسابي ROBOT لتحديد الأحمال المختلفة الناجمة عن الأحمال الثابتة والتشغيلية والزلزالية. وأخيراً، في الجزء الأخير من الدراسة، تم إجراء دراسة وحساب الأساسات.

Nomenclature

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

α : Coefficient de la fibre neutre. **B** : Aire d'une section de béton. **B_r** : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

C_t : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : État limite de service.

ELU : État limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

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

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : Hauteur totale du plancher.

h₀ : Épaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴). **Q** : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : Charge ultime.

q_s : Charge de service. **L** : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

L_x = distance entre nus de poutrelles.

L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : Longueur fictive.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

N_{ser} : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

R : coefficient de comportement global. **S** : Section, surface

S_r : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures. **T** : Effort tranchant.

$T1, T2$: période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : Hauteur total du radier (m).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernierniveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

u : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).

τ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané

Sommaire :

INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I. Présentation De Projet	
I.1 Introduction:	3
I.2 Présentation de l'ouvrage:	3
I.2.1 Classification du bâtiment selon le RPA 99 version 2003 :.....	3
I.2.2 Caractéristiques géométriques :	4
I.3 Caractéristiques de l'ouvrage:.....	8
I.4 Les éléments structuraux :	9
I.4.1 Les plancher :	9
a. Plancher en corps creux :	9
b. Dalles pleines en béton armé :	9
I.4.2 Le maçonnerie:.....	9
I.4.3 Terrasse :	9
I.4.4 Revêtements :	9
a. Terrasse	9
b. Étage courant.....	10
c. Murs extérieurs (double paroi)	10
I.4.6 Ossature:.....	10
I.4.7 L'acrotère :	10
I.4.8 Les voiles :	10
I.4.9 Ascenseur :	10
I.5 Caractéristiques des matériaux :	10
I.5.1 Béton :	10
I.5.1.1 Principaux caractéristiques et avantages de béton :.....	11
I.5.1.2 Résistance du béton :	11
A) Résistance à la compression :	11
B) Résistance du béton à la traction (CBA.93 Art A. 2.1.1.2) :8 :::1.....	12
C) Module de déformation longitudinale du béton (BAEL91.Art A.2.1. 21) :	12
D) Module de poisson (Art A-2.1.3 BAEL91):	12
E) Poids volumique:.....	12
F) Contrainte limite du béton CBA93(Art A.4.3):	12
I.5.2 L'acier :.....	13
A) Etats limites ultimes (ELU) : :	14
B) Les contraintes limites à l'état limite service (ELS) :.....	14
C) Coefficient de scellement : (BAEL91.Art A-6.1.21)	15

D) Le coefficient d'équivalence (C.B.A.93.art.A.4.5.1)	15
I.6 Contraintes limite du Béton :	15
I.6.1 Généralité :	15
I.6.2 Actions : (BAEL.91. Art. A.3.1)	15
a. Action permanents (G): (BAEL.91. Art. A.3.1, 2)	15
b. Actions variables (Q): (BAEL.91. Art. A.3.1, 3)	16
c. Actions accidentals (Fa) :	16
I.6.2 Sollicitations :	16
I.7 Hypothèses de calcul : (B.A.E.L.Art. A4.5,1)	17
I.7.1 État limite ultime de résistance (ELU) :	17
I.7.2 État limite ultime de service (ELS) : (B.A.E.L Art. A.4.5,2) :	17
I.8 Conclusion :	17

Chapitre II. Pré Dimensionnement Des Eléments

II.1 INTRODUCTION :	19
II.2 Pré dimensionnement :	19
II.2.1 Pré dimensionnement des éléments pourtours :	19
II.2.1.1 Les poutres	19
II.2.1.2 Les poteaux:	20
II.2.2.2 Les Voiles:	21
II.2.2 Dimensionnement des éléments non porteurs:	23
II.2.2.1 Les planchers :	23
A) Planchers à corps creux :	23
1. Condition de résistance au feu : (BAEL91 révisé99)	23
2. Condition acoustique :	24
3. Condition de résistance à la flèche : CBA93 (article B.6.8.4.2.4)	24
B) Dalles pleines :	26
2. Critère résistance à la flexion (BAEL91 révisé99) :	26
II.2.2.3 L'acrotère:	27
II.2.2.4 Les escaliers:	27
II.2.2.5 La maçonnerie:	30
II.3 Détermination des charges et surcharges (DTRB.C.2-2)	30
II.4 Descente de charge :	34
II.4.1 Définition :	34
II.4.2 Loi de dégression des charges :	34
- Vérification à la compression simple	38
- Vérification au flambement	39
II.5 Conclusion :	40

Chapitre III : Calcul Des Eléments Secondaire

III.1 Introduction :	41
III.2 Calcul des Planchers :	41
III.2.1 Plancher à corps creux :	41
III.2.2 Les poutrelles :	41
III.2.2.1 Différents types de poutrelles :	41
A)Méthode forfaitaire :	42
B)La méthode de Caquot :	44
III.2.4 Les sollicitations :	44
III.2.4.1 Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :	45
III.2.5 Ferrailage des poutrelles :	56
III.2.5.1 Les poutrelles dans étage courant :	56
III.2.5 Schéma du ferrailage :	69
III.3 Etude de l'acrotère :	69
III.3.1 Evaluation des Charges :	69
III.3.2 Sollicitations :	70
III.3.3 Ferrailage :	70
III.3.3.1 Calcul à l'E.L.U :	70
III.3.3.3 Vérification à ELS :	72
IV. 3. 3. 3 Vérification au cisaillement :	73
III.4 Schéma du ferrailage :	73
III.4 Balcon :	74
III.4.1 Evaluation des charges :	74
III.4.2 Type 01 de balcon:	74
III.4.2.1 Combinaisons et sollicitations :	75
A) L'ELU :	75
B) L'ELS :	75
III.4.2.2 Calcul de ferrailage:	75
III.4.2.3 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1] :	76
III.4.2.4 Vérification à E.L.S :	76
III.4.2.5 Vérification de la flèche (BAELB.6.5.1):	77
III.4.2.6 Schéma du ferrailage :	77
III.4.3 Type 02 de balcon:	77
III.4.3.1 Sollicitations :	78
A) L'ELU :	78
B) L'ELS :	78

III.4.3.2 Calcul de ferrailage:	78
III.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1)	79
III.4.3.4 Vérification à E.L.S :	79
III.4.3.5 Vérification de la flèche (BAELB.6.5.1).....	80
III.4.3.6 Schéma du ferrailage :	80
III.5 Les escaliers :	80
III.5.1 Charges et surcharges :.....	80
III.5.2 L'étude de la première partie d'escaliers de RDC:.....	81
III.5.2.2 Schéma statique :	81
III.5.2.2 Combinaisons des charges :.....	81
III.5.2.3 Calcul des sollicitations :.....	81
A) ELU.....	82
B) ELS	83
III.5.2.4 Calcul de Ferrailage :.....	86
III.5.3.4 Schéma de ferrailage :.....	90
III.5.3 L'étude de la 2 ^{ème} partie d'escaliers de RDC :.....	91
III.5.3.1 Schéma statique :	91
III.5.3.2 Calcul des sollicitations :	91
A) A L'ELU :	91
B) ELS	93
III.5.3.3 Calcul de Ferrailage :.....	95
III.5.3.4 Schéma de ferrailage :.....	98
III.6 Poutre paliere :.....	98
III.6.1 Evaluation des charges :.....	98
III.6.1.1 Détermination des sollicitations :	98
Combinaison de charges et surcharges	99
III.6.2 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	99
III.6.3 Calcul la poutre palière à la torsion.....	103
III.6.3.1 Armatures longitudinales.....	103
III.6.4 Schéma de ferrailage	105
III.7 L'ascenseur :	105
III.7.1 Caractéristiques de l'ascenseur :.....	106
III.7.2 Calcul de la dalle pleine :	106
III.7.2.1 Hypothèse :	106
III.7.2.2 Pré dimensionnement :.....	106
A) Hauteur de la dalle « h »	106
B) Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :.....	107
III.7.3 Ferrailage :.....	109

III.7.4 Vérification à l'ELU :	110
III.7.5 Vérification à l'E.L.S :	110
III.7.6 Etat limite de fissuration :	111
III.7.7 Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :	111
III.8 CONCLUSION :	112

Chapitre IV. Modélisation et étude sismique et dynamique

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :	114
IV.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :	114
IV.3.1 Méthode statique équivalente :	114
1) Principe de la méthode	114
2) Domaine d'application	114
IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :	115
1) Principe de la méthode :	115
2) Domaine d'application :	115
IV.3.3 Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :	115
1) Principe de la méthode	115
1) Présentation du logiciel de calcul	116
2) Description de logiciel ROBOT	116
3) Buts de l'analyse dynamique	116
IV.5.1 Positionnement des voiles :	123
IV.5.3 Résultat de l'analyse de la structure	124
a. Sous charges verticales	126
b. Sous charges horizontales :	126
IV.6.3 Le coefficient de comportement	Erreur ! Signet non défini.
IV.6.4 Calcul de l'excentricité:	127
IV.6.4.2 L'excentricité accidentelle:	127
IV.6.5 Résultante des forces sismiques :	128
IV.6.6 Vérifications de l'effort réduit :	128
IV.6.7 Justification de la stabilité au renversement	129
Sens longitudinal (Sens-X)	129
Sens transversal (Sens-Y)	130
IV.6.8 Vérification des déplacements latéraux inter- étages	130
IV.6.9 Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$	131

Chapitre V. Ferrailage des éléments résistants

V.1 Introduction:	133
V.2 Les combinaisons d'actions :	133
V.2.1 Les actions :	133

V.2.2 Les sollicitations :	133
V.2.3 Les combinaisons des charges:	133
V.3 Étude des poteaux:	134
V.3.1 Etapes de calcul selon BAEL91 :	135
V.3.2 Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1):	135
V.3.2.1 Les armatures longitudinales :	135
V.3.2.2 Les armatures transversales :	136
V.3.3 Ferrailage des poteaux :	138
V.3.3.1 Exemple de calcul	138
V.3.4 Schéma de ferrailage des poteaux :	148
V.4 Ferrailage des poutres :	149
V.4.1 Recommandation du RPA 99/2003 :	149
V.4.1.1 Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1) [3]	149
V.4.1.2 Armatures transversales : (RPA A.7.5.2.1) [3]	149
V.4.2 Ferrailage des poutres :	149
V.4.2.1 Poutre principale :	149
V.4.2.2 Poutre secondaire:	151
V.4.3 Vérifications :	153
V.4.3.1 poutre principale	153
V.4.3.2 P outre secondaire :	155
V.4.4 Schéma de ferrailage :	156
V.5 Etude des voiles.....	156
V.5.1 Introduction :	156
V.5.2 Recommandation du RPA (Article 7.7).....	157
A) Les armatures verticales	157
B) Les armatures horizontales	158
C) Les armatures transversales.....	158
V.5.3 Ferrailage des voiles plein.....	158
V.5.4 Disposition des voiles.....	160
V.5.5 Sollicitations dans les voiles	160
V.5.6 Ferrailage des voiles	161
V.5.6.1 Exemple de calcul	161
V.5.7 Exemples de ferrailages des voiles :	164
V.6 Conclusion :	164

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION	166
--------------------------	-----

VI.2. Les type des fondations	166
VI.3. Choix de type de fondation :	166
VI.4. Vérification de semelle isolée :	168
VI.5. Vérification des semelles filantes:.....	169
VI.5.1. Calcul de la surface de la semelle filante :	170
VI.5.2. Vérification de la semelle filante :	171
VI.5.3. Calcul de la semelle filante croisée :	172
VI.5.3.1. Le Pré-dimensionnement :	173
VI.5.3.2. Calcul de la largeur de la semelle :.....	174
VI.5.3.3. .Calcul de ferrailage :	175
VI.5.3.4. Vérification à L'ELS :	179
VI.5.3.5. L'étude des longrines :	180
VI.5.3.5.1. Pré-dimensionnement :.....	180
VI.5.3.5.2. Ferrailage de la longrine :	181
VI.5.3.6. Schéma de ferrailage :	182
VI.6. Conclusion	1825

Liste des figures

Chapitre I. Présentation De Projet

Figure I.1 : Situation géographique de notre ouvrage.....	3
Figure I.2: Façade principale.....	4
Figure I.3: Façade postérieure.....	5
Figure I.4: Coupe A-A.	5
Figure I.5: Coupe B-B.....	6
Figure I.6 : Vue en plan du rez-de-chaussée.....	6
Figure I.7: Vue en plan des autres étages.	7
Figure I.8 : Vue en plan de terrasse.	7
Figure I.9: Diagramme contraintes déformation du béton.....	13
Figure I.10: Diagramme contraintes déformation à LES	13

Chapitre II. Pré Dimensionnement Des Eléments

Figure I.11: Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU.....	14
Figure II.1: Dimension des poutres principales et secondaires.....	20
Figure II.2: Hauteur libre d'étage.	20
Figure II.3: Dimensionnements d'un voile.	21
Figure II.4: Coupe de voile en plan.	22
Figure II. 5: cops creux.	23
Figure II.6 : cops creux.	24
Figure II.7: Schéma d'une poutrelle.	25
Figure II.8: Dimensions d'une poutrelle.	25
Figure II.11: Schéma d'un escalier	27
Figure II.12: escalier de RDC.....	28
Figure II.13: Coupe escalier.....	29
Figure II.14: Coupe transversale d'un mur intérieur et extérieur.	30
Figure II.15 : Schéma statique de la descente de charge.	35
Figure II.16: Schéma de poteau la plus sollicité (surface afférente).....	36

Chapitre III :Calcul Des Eléments Secondaire

Figure III.1 : Schéma d'une Poutre continue.....	41
Figure III.2: Diagramme des efforts tranchants.....	44
Figure III.3: Schéma statique de la poutrelle type 1.....	46
Figure III.4: Schéma statique de la poutrelle type2.....	51
Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle type 1	53
Figure III.6: Schéma statique de la poutrelle type 2.....	54
Figure III.7: Coupe d'une poutrelle.....	57
Figure III.8: Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).....	69
Figure III.9: Type d'acrotère.....	69
Figure III.10: Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.....	70
Figure III.11: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.....	73
Figure III.12: Section théorique pour le ferrailage du balcon.	74
Figure III.13 : dalle sur 04 appuis.....	74

Figure III.14: Schéma de ferrailage du balcon.	77
Figure III.15: dalle sur 04 appuis.	78
Figure III.16: Section théorique pour le ferrailage du balcon.	80
Figure III.17: Schéma d'escaliers.	81
Figure III.18: Schéma statique d'escalier (01).	81
Figure III.19 : Schéma statique d'escalier (02).	84
Figure III.20: Section à ferrailer.	86
Figure III.21: Vérification des contraintes à l'ELS sur appuis.	90
Figure III.22: Schéma d'escaliers.	91
Figure III.23: Schéma statique d'escalier a l'ELU.	91
Figure III.24: Schéma statique d'escalier a l'ELU.	93
Figure III.25: Vérification des contraintes à l'ELS.	98
Figure III.26: Evaluation des charges.	98
Figure III.27: Coupe de la poutre.	103
Figure III.28: Schéma de ferrailage de la poutre palière.	105
Figure III.29: Schéma de la cage d'ascenseur.	106
Figure III.30: schéma de ferrailage de la dalle pleine salle machine sans XX.	111
Figure III.31 : schéma de ferrailage de la dalle pleine salle machine sans YY.	112

Chapitre IV. Modélisation et étude sismique et dynamique

Figure IV.1 : Simulation de la force sismique.	116
Figure IV.2: La valeur de G selon Logiciel ROBOT.	120
Figure IV.3: La valeur de Q selon Logiciel ROBOT.	120
Figure IV.4: Dispositions des voiles en 3D et vue en plan.	124
Figure IV.6: Mode 01 Translation selon X.	125
Figure IV.7: Mode 02 Translation selon Y.	125
Figure IV.8: Mode 03 Torsion.	125

Chapitre V. Ferrailage des éléments résistants

Figure V.1: Les sollicitations revenantes aux poteaux.	134
Figure V.2: La zone nodale.	135
Figure V.3 : Schéma de ferrailage de poteaux $40 \times 35 \text{ cm}^2$	148
Figure V.4: Schéma de ferrailage de poteaux $40 \times 35 \text{ cm}^2$	148
Figure V.5: Schéma de ferrailage de poteaux 40×35	148
Figure V.6 : Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.	148
Figure V.7: Résultat de sollicitation de PP à ELU.	150
Figure V.8: Résultat de sollicitation de PS à ELU.	152
Figure V.9: Schéma de ferrailage des poutres principales.	156
Figure V.10: Schéma de ferrailage des poutres secondaire.	156
Figure V.11: Disposition des armatures verticales (vue en plan).	158
Figure V.2: Contraintes du Section entièrement comprimée.	159
Figure V.13: Contraintes du Section partialement comprimée.	160
Figure V.14: Disposition des voiles.	160
Figure V.15: Voile V_{y1} , V_{y2}	164
Figure V.16: Voile V_{x1} , V_{x2}	164

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

Figure VI.1: Semell isolée.....	167
Figure VI.2: Semelle filante	167
Figure VI.3 : Dimensions du radier générale.	167
Figure VI.4: Dimensions des semelles filantes.	169
Figure VI.5: Dimensionnement des semelles sous poteaux.....	171
Figure VI.6: Chargement de la semelle filante.	173
Figure VI.7: Schéma de ferrailage de semelle filante.	176
Figure VI.8: Coupe de la semelle filante.	177
Figure VI.9: Schéma de ferrailage de la longrine	182

Liste des tableaux

Chapitre I. Présentation De Projet

Tableau I.1: Fe en fonction du type d'acier	14
Tableau I. 2 : Caractéristiques mécaniques du béton.....	18
Tableau I. 3: Caractéristiques mécaniques des aciers.....	18
Tableau I. 4: Caractéristiques mécaniques du sol d'assise.....	18

Chapitre II. Pré Dimensionnement Des Eléments

Tableau II.1 : Le pré dimensionnement des poutres.....	19
Tableau II.2: Evaluation charges du plancher terrasse inaccessible.....	31
Tableau II. 3: Evaluation des charges du plancher étage courant.....	31
Tableau II.4: Evaluation des charges des balcons.....	32
Tableau II.5: Evaluation des charges des murs extérieurs.....	32
Tableau II.6: Evaluation des charges des murs de séparations.....	33
Tableau II.7: Evaluation des charges de paillasse.....	33
Tableau II.8 : Evaluation des charges du palier.....	33
Tableau II.9: dégression des charges.....	35
Tableau II.10: Descente de charge poteau central «P-3».....	37
Tableau II.11: Vérification du critère de résistance.....	38
Tableau II.12: Vérification du critère de stabilité de forme.....	40

Chapitre III :Calcul Des Eléments Secondaire

Tableau III.1: Charges et surcharges d'exploitation.....	45
Tableau III.2: Chargement sur les poutrelles.....	45
Tableau III.3 : Sollicitation poutrelle type 1 ELU.....	54
Tableau III.4: Sollicitation poutrelle type 1 ELS.....	54
Tableau III.5 : Sollicitation poutrelle type 2 ELU.....	54
Tableau III.6: Sollicitation poutrelle type 2 ELS.....	55
Tableau III.7: Sollicitation poutrelle type 3 ELU.....	55
Tableau III.8: Sollicitation poutrelle type 3 ELS.....	55
Tableau III.9: Sollicitation poutrelle type 1ELU.....	56
Tableau III.10: Sollicitation poutrelle type 1 ELS.....	56
Tableau III.11: Les sollicitations pour ferrailer les poutrelles.....	56
Tableau III.12: le ferrailage des armateurs.....	64
Tableau III.13: Vérification des contraintes à l'ELS.....	65
Tableau III.14: Les résultats de ferrailage des poutrelles.....	67
Tableau III.15: Les résultats de ferrailage des poutrelles.....	68
Tableau III.16: Tableau de ferrailage à l'ELU.....	79
Tableau III.17: Vérification des contraintes à l'ELS.....	80
Tableau III.18: Les combinaisons des charges d'escalier.....	81
Tableau III.19: ferrailage à l'ELU d'appuis.....	87
Tableau III.20: ferrailage à l'ELU sur appuis.....	87
Tableau III.21: Vérification des contraintes à l'ELS sur travée.....	88
Tableau III.22: Vérification des contraintes à l'ELS sur appuis.....	89
Tableau III.23 : Tableau de ferrailage à l'ELU d'appuis.....	95
Tableau III.24: Tableau de ferrailage à l'ELU de travée.....	95
Tableau III.25: Vérification des contraintes à l'ELS de travée.....	96
Tableau III.26: Vérification des contraintes à l'ELS.....	96

Tableau III.27 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	100
Tableau III.28 :Vérification a l'ELS de la poutre palière.	102

Chapitre IV. Modélisation et étude sismique et dynamique

Tableau IV.1 :Coefficients d'accélération de zone A.	118
Tableau IV.2 : Valeurs des facteurs de qualité dans le sens X.	119
Tableau IV.3 :Valeurs des facteurs de qualité dans le sens Y.	119
Tableau IV.4 :Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.	121
Tableau IV.5 :Calcul de la force sismique.	122
Tableau IV.6 :Période et pourcentage des masses modales effectives (structure contreventé).	124
Tableau IV.7 :Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.	126
Tableau IV.8 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales.	126
Tableau IV.9 :Valeurs centre de masse et centre de torsion.	127
Tableau IV.10 :L'excentricité théorique et accidentelle.	128
Tableau IV.11 :Vérification de l'effort tranchant à la base.	128
Tableau IV.12 :Vérifications des Sollicitations normales.	129
Tableau IV.13 :Vérification au renversement (sens X).	129
Tableau IV.14 :Vérification au renversement (sens-Y).	130
Tableau IV.15 :Vérification des déplacements latéraux inter-étages (sens-X).	131
Tableau IV.16 :Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-Y).	131
Tableau IV.17 :Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-X).	131
Tableau IV.18 :Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-Y).	132

Chapitre V. Ferrailage des éléments résistants

Tableau V.1 :Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	136
Tableau V.2 :Les sollicitations dues aux poteaux.	138
Tableau V.3 :Ferrailages longitudinaux des poteaux.	143
Tableau V.4 :Longueur de recouvrement.	147
Tableau V.5 :Sollicitations de la poutre principal.	150
Tableau V.6 :Tableau récapitulatif de la poutre principal.	150
Tableau V.7 :Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.	152
Tableau V.8 :Tableau récapitulatif de la poutre secondaire.	152
Tableau V.9 :Tableau récapitulatif des poutres.	153
Tableau V.10 :Vérification de la compression du béton.	154
Tableau V.11 :Vérification des contraintes (PS) à l'ELS.	155
Tableau V.12 :Vérification de la compression du béton.	155
Tableau V. 13 : Sollicitations de calcul dans les voiles (RDC).	160
Tableau V.14 :Ferrailage des voiles à yy et xx (RDC).	163

Chapitre VI. Étude de l'infrastructure

Tableau VI.1 :Dimensionnement des semelles sous voiles.	172
Tableau VI.2 :Les sollicitations.	173



INTRODUCTION GENERALE

Introduction Générale

Le Génie civil est l'ensemble des arts et techniques de construction conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'apprêtent à abriter des vies humaines.

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique à un niveau d'accélération donnée.

Les différentes études et règlements préconisent des divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts. Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

Notre projet consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment en béton armé de sept niveau (RDC+6) à usage d'habitation et commerciale, implanté en zone IIa dont le système de contreventement est mixte (voiles-portiques) et ce conformément aux règlements de construction algériens.

Le travail a été partagé en deux parties principales :

- La première partie réservée à la superstructure, qui contient :
 - la présentation du projet (lieu d'implantation, caractéristiques géométriques, données géotechniques du site d'implantation, caractéristiques des matériaux utilisés,...etc.).
 - pré dimensionnement des éléments secondaires (planchers, escaliers, acrotère et balcon) et principaux (poteaux, poutres et voiles).
 - Etude des éléments secondaires (l'acrotère, l'escalier, les planchers et les balcons).
 - la modélisation 3D en éléments finis du bâtiment par le logiciel du calcul Robot 2014 et à l'étude sismique conformément aux règles parasismiques algériennes (RPA99/V2003), afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charge permanentes, d'exploitation et charge sismique)
 - le calcul de ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles)
- La deuxième partie sera consacrée à l'étude de l'infrastructure :
 - Etude des fondations.

Enfin, notre travail s'achèvera par une conclusion générale ou on a résumé les conclusions principales des résultats obtenus dans le cadre de cette étude.

Introduction Générale

L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR).

CHAPITRE I

Présentation du projet

I.1 Introduction:

Le béton armé est parmi les matériaux de construction qui sont les plus utilisés et les plus économiques dans la plupart des constructions. Il est le plus répandu dans notre pays, de fait que la majorité des ouvrages sont construits en béton armé. Il constitue une branche de génie civil qui a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

I.2 Présentation de l'ouvrage:

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste a un bloc sur 48 logement LPP + locaux commerciaux ; composé d'un Rez-de-chaussée plus six étages (R+6), en béton armé composé de portiques et de voiles, le bâtiment est implanté à la wilaya de Mila à Grarem Gouga, classée par le règlement parasismique Algérienne **RPA99[5] au zone IIa** (zone de moyenne sismicité).

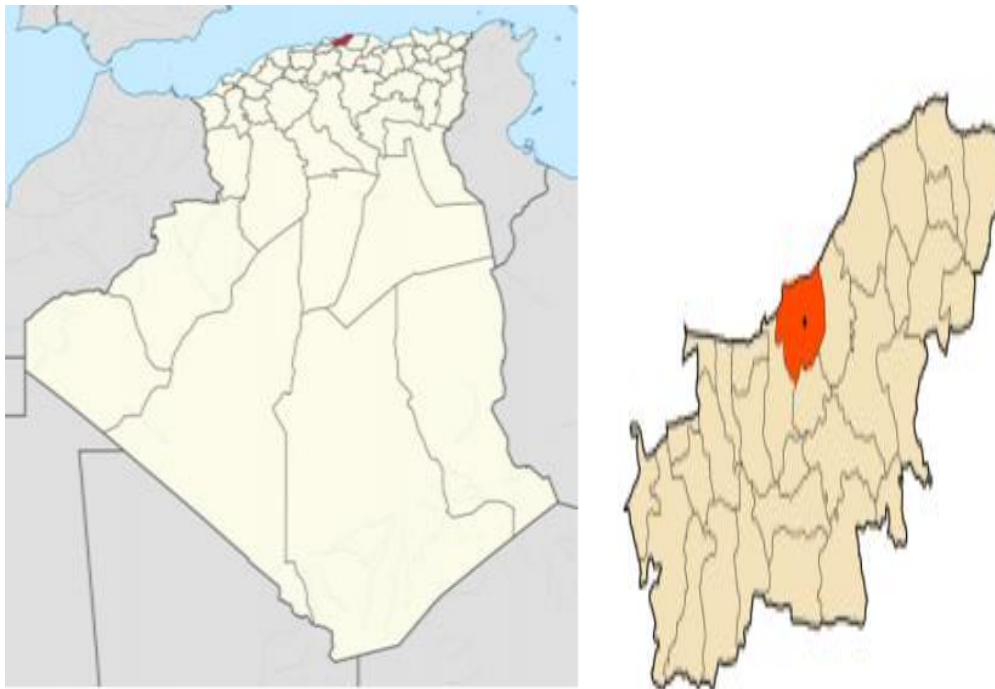


Figure I.1 : Situation géographique de notre ouvrage.

I.2.1 Classification du bâtiment selon le RPA 99 version 2003 :

Le bâtiment est composé de :

- le rez-de-chaussée à usage commercial.
- Le 1^{er} étage jusqu'au 6^{ème} étage à usage d'habitation (2 logements F3/F4)

Selon le Recensement Général De La Population et De L'Habitat 2008 (ONS, 2008) le taux d'occupation par logement à Mila est de 6.3 habitants par logement donc notre construction est peut compter simultanément plus de 150 personnes. Selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003 Article 3.1) [5] notre bâtiment est situé en zone de forte sismicité (zone IIa). Il est classé, selon le même règlement, en **Groupe d'usage 2** : ouvrages courants ou d'importance moyenne.

I.2.2 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont données ci-dessous :

Tableau I.1:Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.

Dimensions en plan	(25.15×12.75) m ²
Hauteur du RDC	3.40 m
Hauteur d'étage courant	3.10 m
Hauteur totale du bâtiment	24.55m
Hauteur totale du bâtiment avec l'acrotère	26.36 m

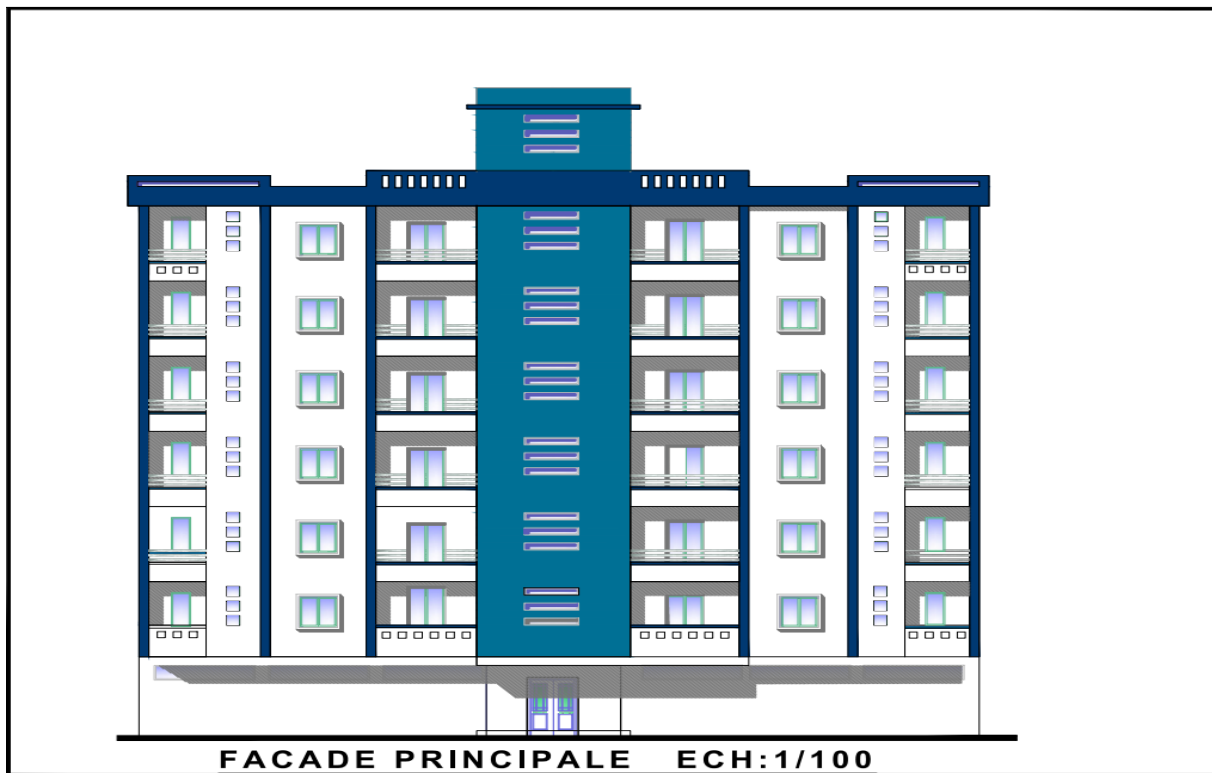


Figure I.2: Façade principale.

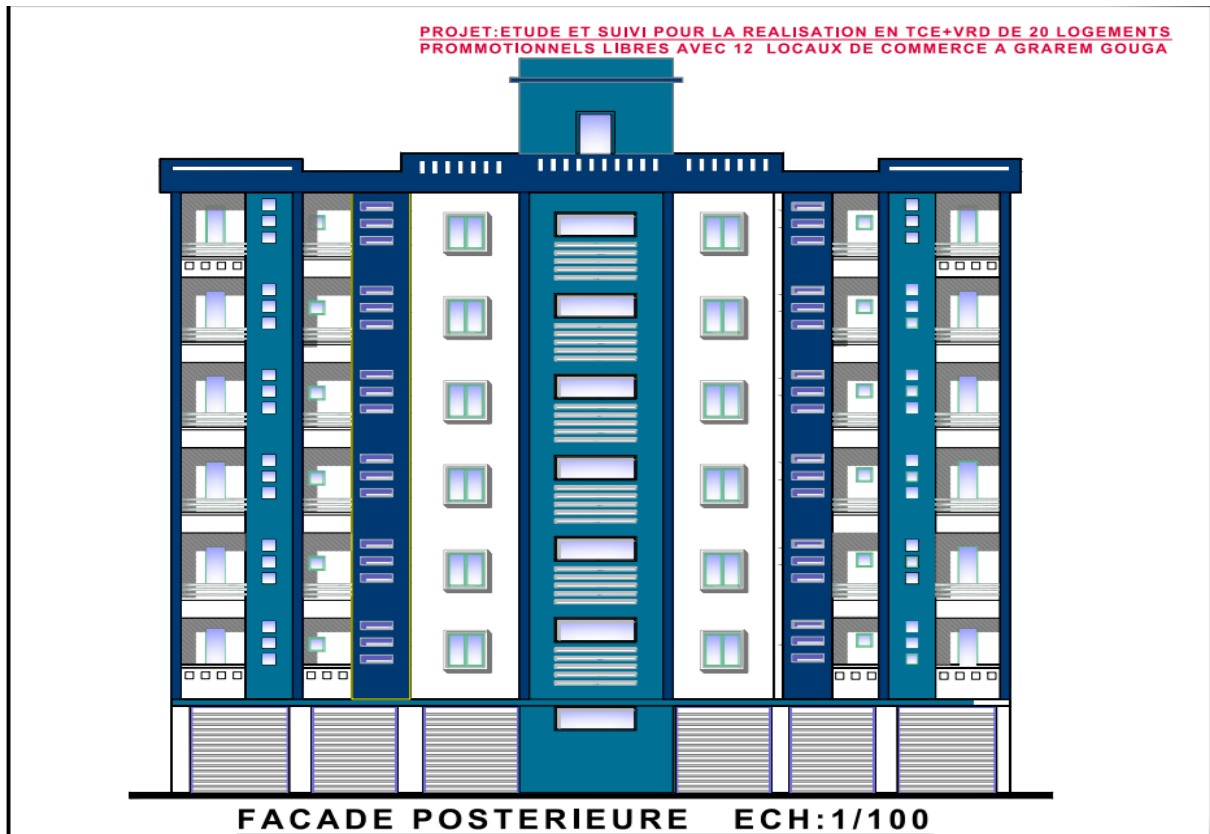


Figure I.3: Façade postérieure.

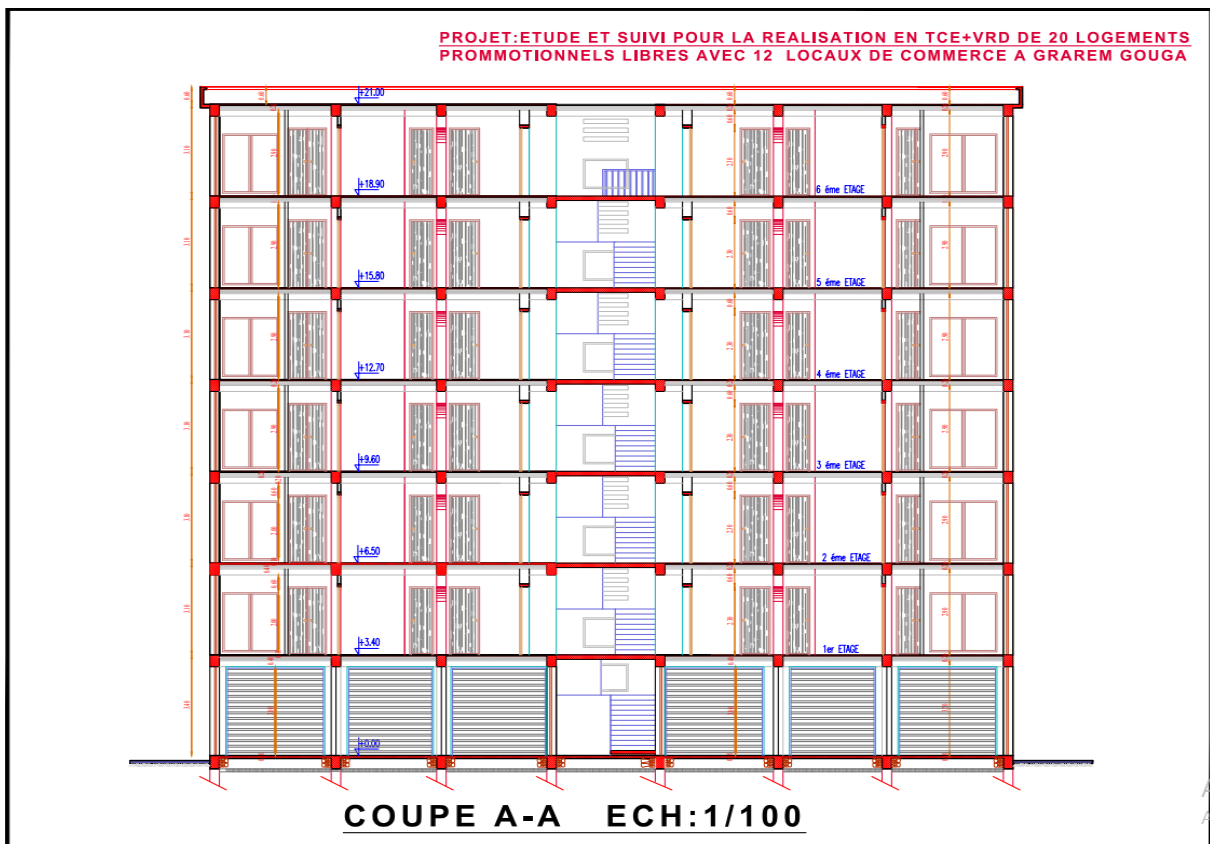


Figure I.4: Coupe A-A.

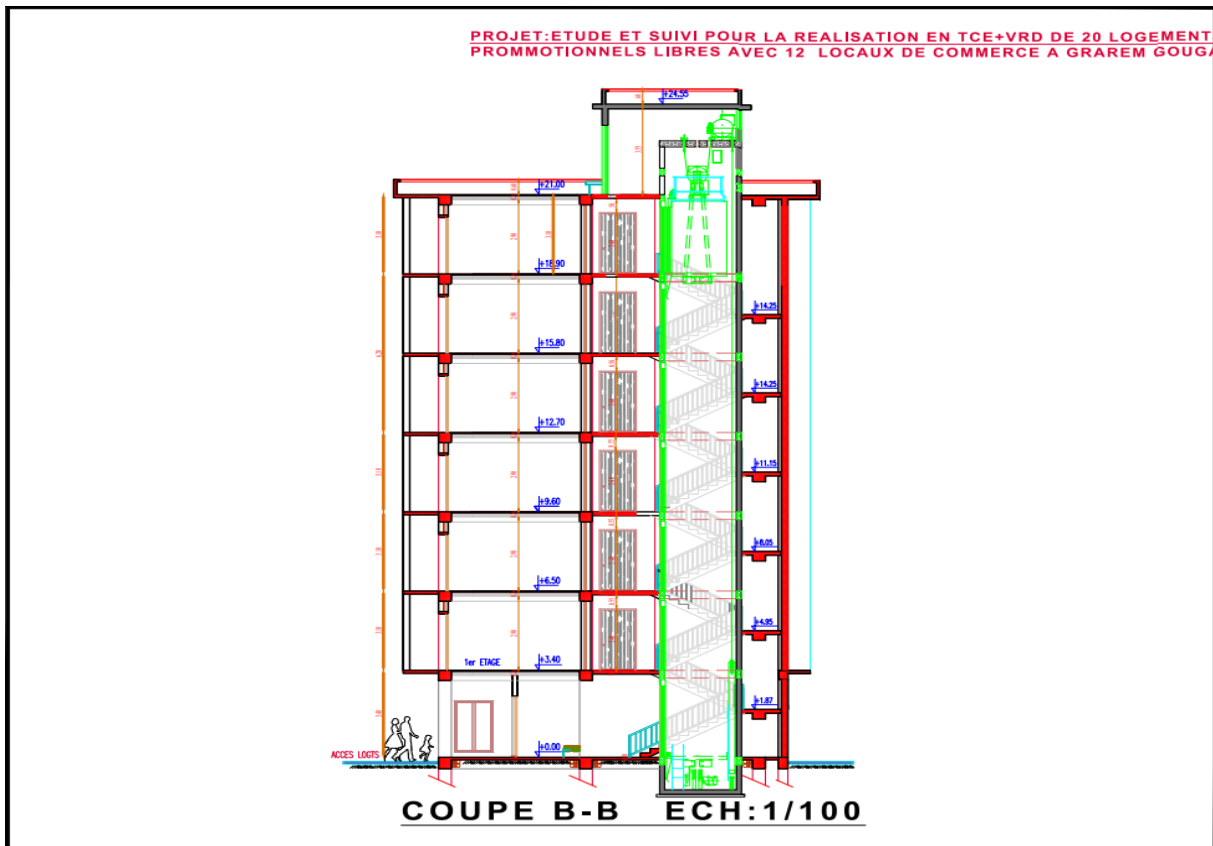


Figure I.5: Coupe B-B.

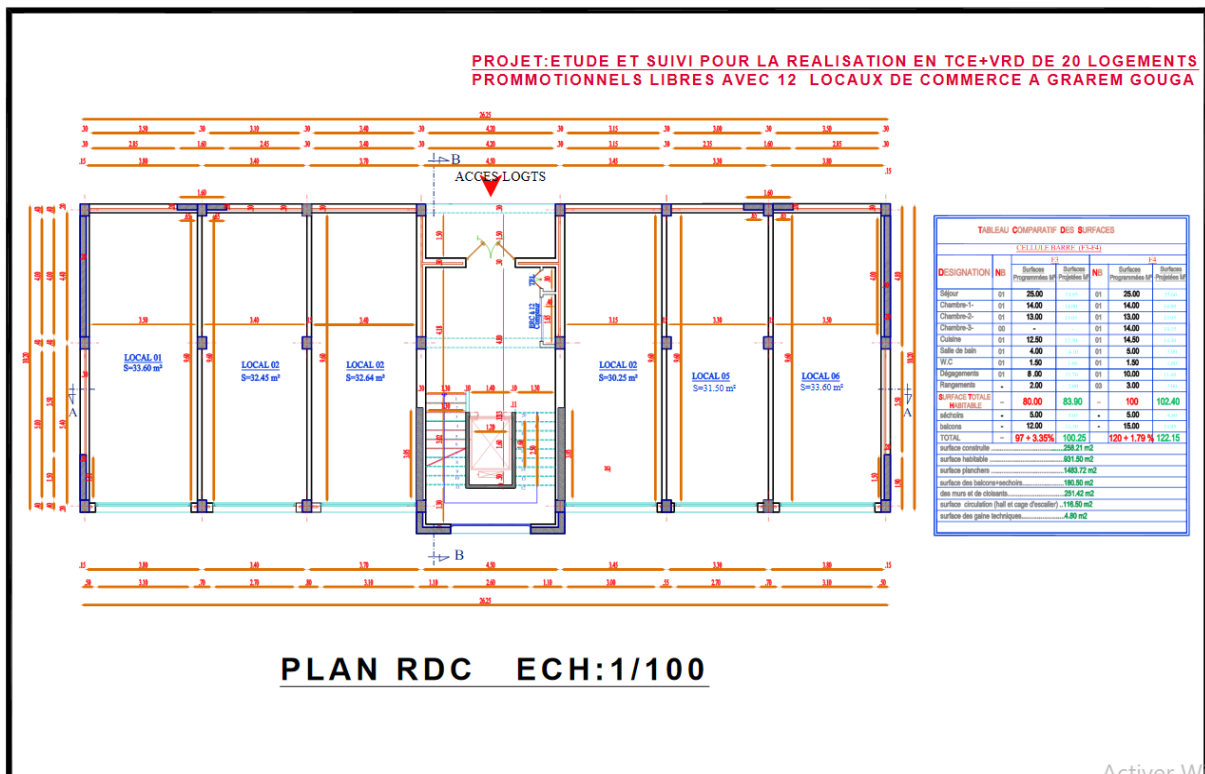


Figure I.6 : Vue en plan du rez-de-chaussée.

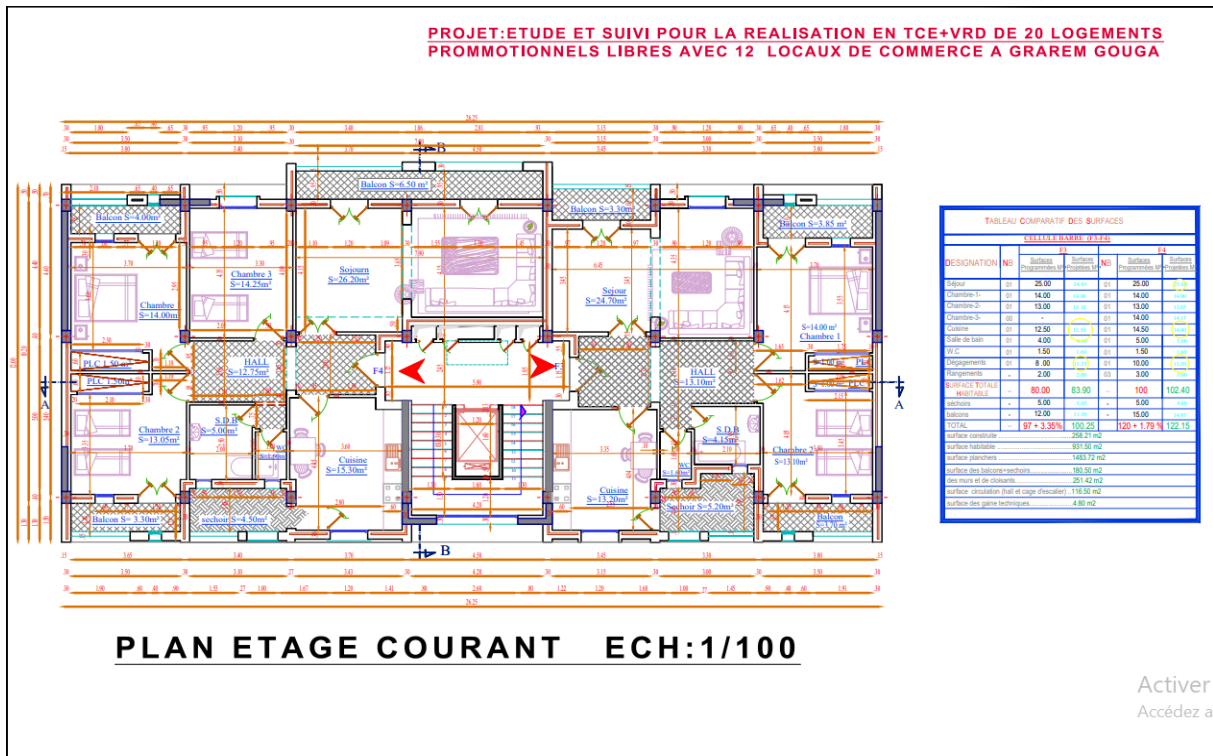


Figure I.7: Vue en plan des autres étages.

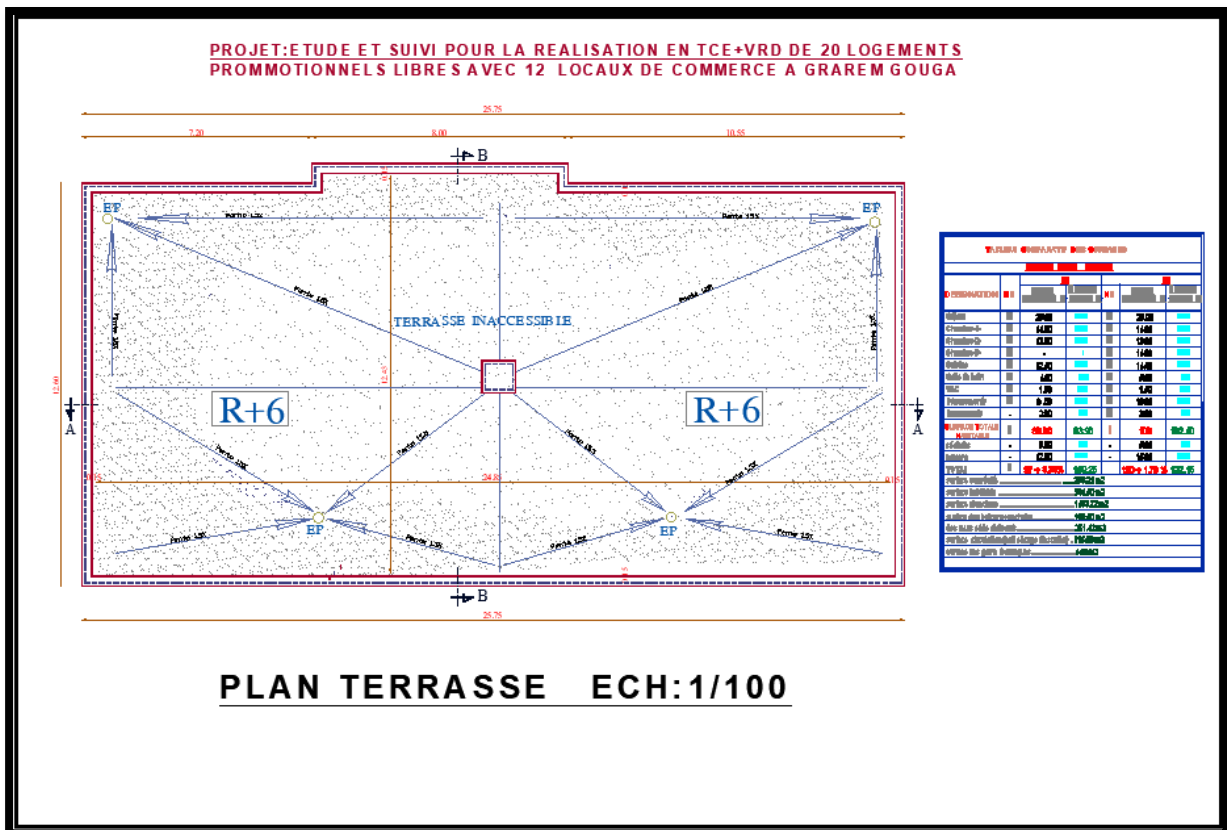


Figure I.8 : Vue en plan de terrasse.

I.3 Caractéristiques de l'ouvrage:

D'après le rapport géotechnique du laboratoire géotechnique de sol[4]; le terrain étudié pour la réalisation des 48 logements LPP + locaux commerciaux dans la Commune de Grarem Gouga est composé, sous une mince couche de terre végétale de Marne sableuse bariolée, caillouteuse avec passage parfois de gros blocs suivi d'un marne sablo limoneuse marron foncée, plus ou moins compacte. Le substratum est composé de marne brun sombre avec des passages de ruons sableux, compacte et très raide.

L'examen de l'ensemble des caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques permet de porter des éléments d'appréciation suivants :

- Marne sableuse :

$$0.14 \leq c \leq 0.18 \text{ bars Pour la cohésion}$$

$$15^\circ \leq \varphi \leq 19^\circ \text{ Pour l'angle de frottement interne}$$

- Marne sablo-limoneuse :

$$0.20 \leq c \leq 0.22$$

$$19^\circ \leq \varphi \leq 21^\circ$$

- Marne :

$$0.24 \leq c \leq 0.28 \text{ bars}$$

$$23^\circ \leq \varphi \leq 28$$

- Ces sols sont moyennement sur consolidés à sur consolidés, compressibles à moyennement compressibles et notamment gonflants.
- Le terrain est stable dans sa configuration actuelle.
- Après des essais effectués en laboratoires et sur site (pénétrromètre dynamique). La contrainte admissible retenue du sol est **1.7 bars**.
- Les tassements obtenus sont admissibles est sont de l'ordre de **1.86 cm**
- L'analyses chimiques réalisées sur échantillons testés montrent que les sulfates sont présents dans le sol en quantité négligeable ; ce qui traduit un caractère **non nocif** pour le béton des fondations ; L'utilisation d'un ciment du type HTS n'est pas nécessaire; un ciment normal peut convenir dans la confection de béton de fondation.

Selon le règlement parasismique (RPA99/version 2003 Article 3.3) [5] en vigueur l'ensemble des données géologique et géotechnique permet de classer le site dans la **catégorie S2 (Site ferme)**.

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par RPA99/version 2003[5] comme zone de sismicité moyenne (**zone IIa**), de ce fait, les règles parasismiques devraient être conçue dans la conception de projet.

I.4 Les éléments structuraux :

I.4.1 Les plancher :

Les planchers sont des éléments horizontaux disent « diaphragme » qui assurent la fonctionnalité de l'ouvrage et qui permettent la transmission des efforts aux éléments de contreventement.

- Un plancher doit être résistant aux charges verticales et horizontales.
- Un plancher doit assurer une isolation thermique et acoustique des différents étages.

Pour notre cas, nous avons utilisé (2) deux types de planchers :

a. Plancher en corps creux :

Les planchers sont de type (16"hourdis "+4 "la dalle compression") en corps creux, la terrasse inaccessible est munie d'une forme de pente en béton maigre de pente 1.5% pour permettre l'évacuation des eaux pluviales

b. Dalles pleines en béton armé :

Les dalles assurent la transmission des charges aux différents niveaux éléments, comme elles constituent une séparation entre les différents niveaux.

Leur redimensionnement est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

I.4.2 Le maçonnerie:

La maçonnerie de notre structure est exécutée en briques creuses.

a. Murs extérieurs : ils sont constitués en deux rangées.

- Brique creuse de 15 cm d'épaisseur.
- L'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- Brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

b. Murs intérieurs : (cloisons de répartition) :

Ils sont constitués par une cloison de 10 cm d'épaisseur.

I.4.3 Terrasse :

La terrasse étant inaccessible est entourée d'un acrotère en béton armé d'une hauteur de 12.60cm.

I.4.4 Revêtements :

a. Terrasse

- Protection gravillon.
- Etanchéité multicouche.
- Forme de pente.
- Isolation thermique.
- Enduit en plâtre.

b. Étage courant

- Carrelage.
- Mortier de pose.
- Lit de sable.
- Enduit en plâtre.

c. Murs extérieurs (double paroi)

Enduit en ciment de 2cm à l'intérieur et à l'extérieur.

I.4.5 Escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

Notre ouvrage est muni d'une cage d'escalier composée de paillasse adjacentes et de paliers de repos en béton armé coulés sur place.

I.4.6 Ossature:

L'ouvrage en question rentre dans le cadre de l'application du RPA 99 (version 2003) [5]. Et puisqu'il répond aux conditions de l'article 1-b du **RPA99/version 2003**, et qu'il dépasse quatre niveaux (8m), le contreventement sera assuré par un contreventement mixte avec justification d'interaction portique-voile ; pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.7 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau des planchers terrasses .Dans notre projet on a le même acrotère sur les deux planchers de terrasses inaccessibles (terrasse de premier et dernier niveau).

I.4.8 Les voiles :

Ce sont des éléments rigides en béton armé, coulés sur place, ils assurent d'une part le transfert des charges verticales et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontale.

I.4.9 Ascenseur :

C'est un appareil automatique élévateur installé, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettant l'accès des personnes et de matériels aux différents niveaux du bâtiment. Dans notre structure on utilise un ascenseur pour 4 personnes

I.5 Caractéristiques des matériaux :**I.5.1 Béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange du ciment granulats (sable, gravillons) et d'eau de gâchage, Le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposés de manière à équilibrer les efforts de traction.

La composition d'un mètre cube du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CEM II/ A 42,5

- 400 L de sable $C_g \leq 5 \text{ mm}$
- 800 L de gravillons $C_g \leq 25 \text{ mm}$
- 175 L d'eau de gâchage

La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton.

La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

I.5.1.1 Principaux caractéristiques et avantages de béton :

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- a) Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- b) La mise en place des armatures dans le coffrage.
- c) Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- d) Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- Economie : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- Souplesse des formes, elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages auxquels on peut donner toutes les sortes de formes.
- Résistance aux agents atmosphériques, elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- Résistance au feu : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.
- Fini des parements : sous réserve de prendre certaines précautions dans la réalisation des coffrages et dans les choix des granulats.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et que le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de ailer tous les effets.

I.5.1.2 Résistance du béton :

A) Résistance à la compression :

Le béton est défini, du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté f_{c28}). Cette résistance f_{cj} est obtenue par un grand nombre d'essais de compression jusqu'à la rupture sur une éprouvette cylindrique normalisée de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Le plus souvent la résistance est mesurée à l'Age de 28 jours f_{c28} .

Selon les règles de CBA93 (ArtA.2.1)[2] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi [2]:

$$j < 28 \text{ jours } f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \text{ Pour } f \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} \times f_{c28} \text{ Pour } f > 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \text{ pour } j > 28 \text{ jour}$$

La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier, Dans ce projet on adopte: $f_{c28}=25\text{MPa}$

B) Résistance du béton à la traction (CBA.93 Art A. 2.1.1.2) [2] :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est définie selon le BAEL91 (art : A.2.1.1.2) [1] par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Si } f_{tj} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

Pour notre cas :

$f_{c28}=25 \text{ MPa}$; donc: $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

C) Module de déformation longitudinale du béton (BAEL91.Art A.2.1. 21) [1] :

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton : $E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{\frac{1}{3}}$ donc :

$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à (j) jours comprend le retrait et le fluage est : $E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3}$

$$\text{Donc: } E_{vj} \approx 10819 \text{ MP}$$

D) Module de poisson (Art A-2.1.3 BAEL91) [1]:

- $\nu = 0.2$ Pour la justification aux ELS (section non fissurée).
- $\nu = 0$ Pour la justification aux ELU (section fissurée).

E) Poids volumique:

On adopte la valeur $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$

F) Contrainte limite du béton CBA93(Art A.4.3)[2]:

- **Etat limite ultime de compression : (Art A-4. 3.4 BAEL91) [1]**

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance on utilise pour le béton Un diagramme conventionnel dit (parabole-rectangle)

la Contrainte ultime du béton en compression

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec :

- f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.
- γ_b : coefficient de sécurité.
- $\gamma_b = 1.15$ « pour les situations accidentelles ». Donc $f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$.
- $\gamma_b = 1.50$ « pour les situations durables ». Donc : $f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$
- 0.85: coefficient de minoration de la résistance du béton tenant compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge et de la condition de bétonnage.
- θ : dépend de la durée d'application des charges.

- $\theta = 1$: lorsque la durée probable d'application des charges considérées est $> 24\text{h}$

- $\theta = 0.9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.

- $\theta = 0.85$: lorsqu'elle est < 1 heure.

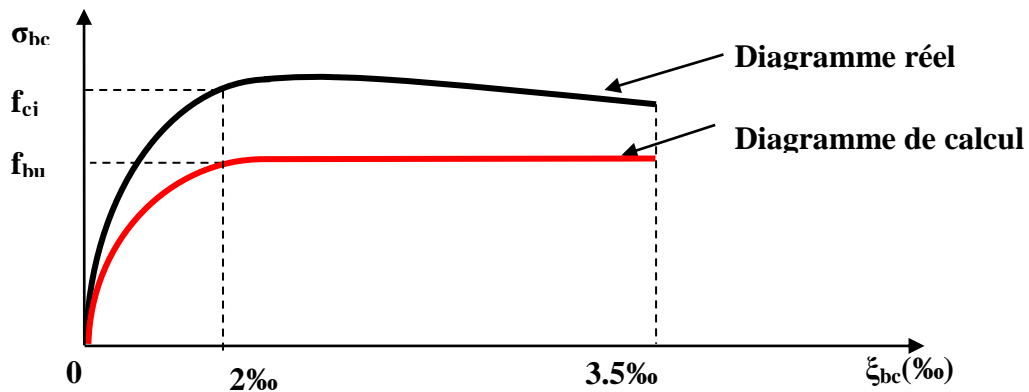


Figure I.9: Diagramme contraintes déformation du béton.

- **Contrainte ultime de cisaillement : (BAEL91.A.5.1.2) [1]**

La contrainte ultime de cisaillement pour les armatures droites ($\alpha=90^\circ$) est donnée par les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u \\ \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right) \text{ Si : la fissuration est non préjudiciable.} \\ \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right) \text{ Si : la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

- **Etat limite de service CBA93(ArtA.4.5)[2]:**

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service est donnée par : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPA}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} \leq \sigma_{bc}$

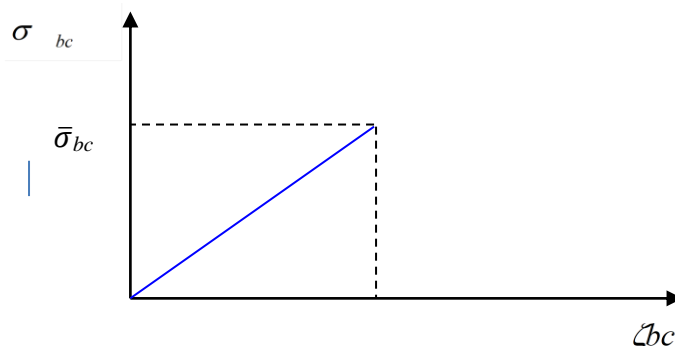


Figure I.10: Diagramme contraintes déformation à LES

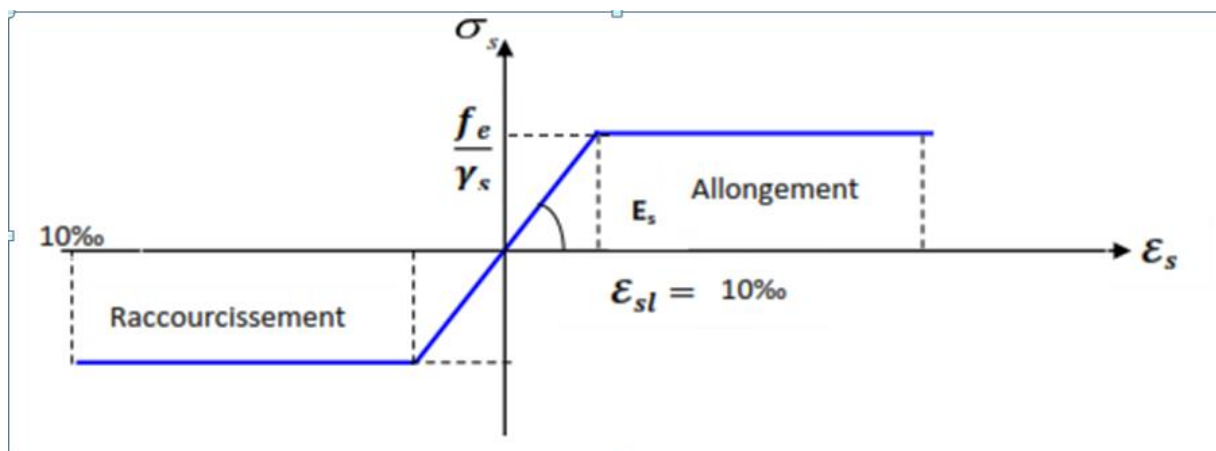
I.5.2 L'acier :

L'acier est le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé, son rôle est de reprendre les efforts de traction.

Tableau I.1: Fe en fonction du type d'acier

Désignation	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudé à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
	FeE215	FeE235	FeE215	FeE215	TLE500	FeTE500
Fe(MPa)	215	235	400	500	500	500

A) Etats limites ultimes (ELU) : Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte déformation expérimentale, ce diagramme se compose de deux parties :

**Figure I.11:** Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU.

- **Droite de Hooke :** ($E_s = 2.105 \text{ MPa}$) indépendante de la nuance.
- **Droite horizontale :** limitée 10‰ (Déformation maximale).

$$\delta_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\text{‰} \quad \text{avec :}$$

$$\delta_s = E_s \times \varepsilon_s \rightarrow \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \gamma_s = 1,15 \rightarrow \text{Pour une situation courante.}$$

$$\varepsilon_s = \frac{f_s}{\gamma_s \times E_s} \rightarrow \text{(BAEL99, art A.2.2.2) [1]}$$

$$\gamma_s = 1 \rightarrow \text{Pour une situation accidentelle.}$$

ε_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 2 \times 105 \text{ MPA}$.

B) Les contraintes limites à l'état limite service (ELS) :

La limitation des ouvertures des fissures est en fonction des contraintes dans les armatures, donc la valeur de (σ_s) est donnée selon le type de la fissuration.

- **Fissuration peu nuisible :** (BAEL91 Art A-4.5.32) [1]

L'élément situé dans un endroit clos et couvert donc pas de limitation de la contrainte « $\sigma_s = f_e$ »

- **Fissuration préjudiciable : (BAEL91Art A-4.5.33) [1]**

Si l'élément exposé aux intempéries, la contrainte est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

- **Fissuration très préjudiciable : (BAEL91Art A-4.5.34)[1]**

Si l'élément exposé à un milieu agressif, la contrainte est limitée à :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{1}{2}f_e, 90\sqrt{\eta f_{tj}}\right)$$

Avec :

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

- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1.6$ pour les aciers à haute adhérence.

- C) Coefficient de scellement : (BAEL91.Art A-6.1.21) [1]**

$\Psi_s = 1$; Pour les ronds lisses.

$\Psi_s = 1.5$; Pour les hautes adhérences.

- D) Le coefficient d'équivalence (C.B.A.93.art.A.4.5.1) [2]**

Le coefficient d'équivalence noté " n " avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} n: \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s: \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b: \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

I.6 Contraintes limite du Béton :

I.6.1 Généralité :

Le but de cette partie est de définir les différentes combinaisons de charges nécessaires pour assurer la durabilité et la sécurité de l'ouvrage.

I.6.2 Actions : (BAEL.91. Art. A.3.1) [1]

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couple,...) appliquée à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statique ou d'état (retrait, variation de température, tassement des appuis) qui entraînent des déformations de la structure. On distingue trois catégories d'actions :

- a. Action permanents (G): (BAEL.91. Art. A.3.1, 2) [1]**

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comportent :

- Le poids propre de la structure.
- Les efforts dus à des terres ou à des liquides dont les niveaux varient peu.
- Les charges des équipements fixes.
- L'effort dus aux déformations permanentes imposées à la structure (retrait, fluage,...)

b. Actions variables (Q): (BAEL.91. Art. A.3.1, 3) [1]

Leur intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. On distingue :

- Les charges d'exploitation.
- Les actions climatiques (définies par les règles Neige et Vent).
- Les actions dues à la température.

c. Actions accidentals (Fa) :

Ce sont des actions provenant de phénomènes se produisant et avec une faible durée d'application comme les séismes, les chocs, les explosions....

I.6.2 Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle, les sollicitations sont exprimées sous forme de forces, d'efforts (efforts normaux et tranchants) de moments (de flexion ou de torsion).

❖ **Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites ultimes de résistance et de stabilité de forme :**

a. Combinaison fondamentale : (C.B.A.93.art.A.3.3.2.1) [2]

Lors de situation durable ou transitoire (par opposition aux situations dites accidentelles), il n'y a lieu de considérer la combinaison fondamentale :

$$1.35 G_{max} + G_{min} + \gamma Q_1 + \sum 1,3 \Psi_0 i Q_i$$

Avec :

- G_{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.
- G_{min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.
- Q_1 : action variable dite de base.
- Q_i : autres actions dites d'accompagnement (avec $i > 1$)
- Ψ_0 : coefficient de valeur de combinaison.

b. Combinaison accidentelle : (C.B.A.93.art.A.3.3.2.2) [2]

Si elle n'est pas définie par des textes spécifiques, la combinaison d'action à considérer est :

$$G_{max} + G_{min} + F_a + \Psi_{1i} Q_i + \sum \Psi_{2i} Q_i$$

Avec :

- F_a : valeur nominale de l'action accidentelle.
- $\Psi_{1i} Q_i$: valeur fréquente d'une action variable.
- $\Psi_{2i} Q_i$: valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

c. Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites de service : (C.B.A.93.Art. A.3.3.3) [2]

Elles résultent de la combinaison d'action suivante dite combinaison rare :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_0 i Q_i$$

I.7 Hypothèses de calcul : (B.A.E.L.Art. A4.5,1) [2]

Dans notre étude, les hypothèses de calcul adoptées en ELU et en ELS sont :

I.7.1 État limite ultime de résistance (ELU) :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Les diagrammes contraintes-déformations sont devenus pour :
 - Béton en compression.
 - L'acier en traction et en compression.
- La résistance à la traction du béton est négligée.
- Les positions que peut prendre le diagramme des déformations d'une section droite passent au moins par l'un des trois pivots.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées.
- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

I.7.2 État limite ultime de service (ELS) : (B.A.E.L Art. A.4.5,2) [1] :

- Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires.

Par convention, le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et ou coefficient d'équivalence, est égal à : $n = \frac{E_s}{E_b}$

- On suppose que la section d'acier est concentrée en son centre de gravité.

I.8 Conclusion :

Dans ce 1^{er} chapitre, nous avons présenté préinscriptions du projet avec toutes ses caractéristiques, nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et règlement en vigueur.

Le Chapitre suivant fera l'objet du pré dimensionnement de tous les éléments structurel et non structurel de notre ouvrage.

Les tableaux ci-dessous récapitulatif les différentes caractéristiques des matériaux utilisés pour nos calculs :

Tableau I.2 : Caractéristiques mécaniques du béton.

Résistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	14.2 MPa
		Situation accidentelle	. 18.48 MPa.
	ELS		15 MPa
Module de déformation	Instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Tableau I. 3: Caractéristiques mécaniques des aciers.

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	348MPa
		Situation accidentelle	400 MPa
	ELS	Fissuration Peu nuisible	400 MPa
		Fissuration nuisible	201.63 MPa
		Fissuration Très nuisible	164.97 MPa

Tableau I.4:Caractéristiques mécaniques du sol d'assise.

Couches N°	$\Phi_{uu}(\text{°})$	$C_{uu}(\text{bars})$	Densité(t/m^3)	$\bar{\sigma}_s$ (bars)
1	15	18	14.5	1.70

CHAPITRE II

Pré-dimensionnement

II.1 INTRODUCTION :

Le chapitre II est réservé au pré dimensionnement des éléments de la structure. Le pré dimensionnement a pour but de déterminer les différents éléments de structure, ces dimensionnements sont choisis selon les préconisations du **RPA 99**[5] version **2003**, **CBA93** [2] et **BAEL 91**[1].

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement. Le pré dimensionnement des éléments de structures est nécessaire pour la saisie de la structure dans le programme de ca

II.2 Pré dimensionnement :

II.2.1 Pré dimensionnement des éléments pourtours :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (*poteaux*, *poutre*) soient Pré dimensionnés de telles manières à reprendre tous les sollicitations suivantes :

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

II.2.1.1 Les poutres

Les poutres sont des éléments horizontaux en béton armé; de sections rectangulaires ou carrées; coulé sur place supportant les charges et surcharges. Leur pré dimensionnement s'effectue par de formules données par le **BAEL 91**[1] et vérifier les dimensions données par le **RPA 99** [3] version 2003. On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage et la vérification doit être:

D'après les règles BAEL91 [1] :

Tableau II.1 : Le pré dimensionnement des poutres.

Règles	Formules	Poutres principales	Poutres secondaire
		Ly = 5.40m	Lx=4.50m
BAEL 91 /99	Hauteur $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$	36 ≤ h ≤ 54 On prend h = 40cm	30 ≤ h ≤ 45 On prend h = 35cm
	Largeur 0.3 h ≤ b ≤ 0.7 h	13.5 ≤ b ≤ 31.5 On prend b = 30cm	12 ≤ b ≤ 28 On prend b = 30cm
RPA 99/ v 2003	La vérification h ≥ 30 cm b ≥ 20 cm $\frac{h}{b} \leq 4$	CV CV 1.5 ≤ 4	CV CV 1.33 ≤ 4

Avec :

L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

On adoptera les dimensions suivantes:

$(30 \times 35)cm^2$ Pour les poutres secondaires.

$(30 \times 40)cm^2$ Pour les poutres principales.

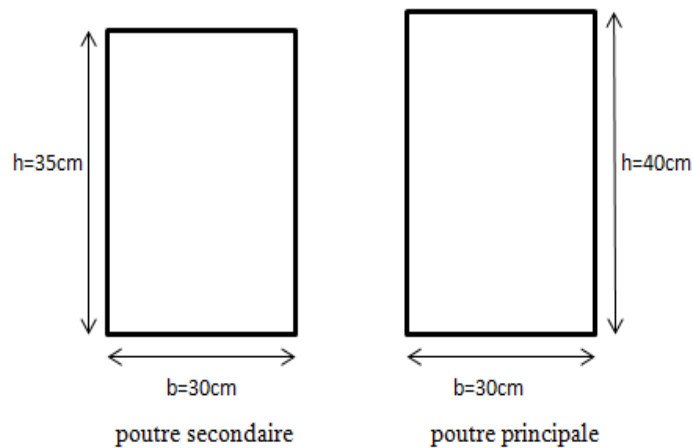


Figure II.2: Dimension des poutres principales et secondaires.

II.2.1.2 Les poteaux:

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la vérification de la résistance d'une section choisie, en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU ; ces dimensions sont déterminées par la descente des charges du poteau le plus sollicité. Selon le **RPA 99(version 2003)** [5], les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone **IIa**.

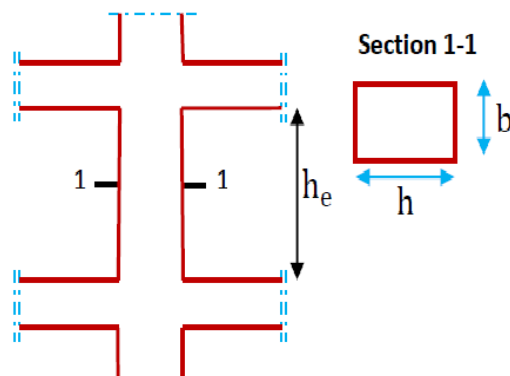


Figure II.3: Hauteur libre d'étage.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/ 2003 (Article 7.4.1) [5] suivantes :

✓ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}.$

✓ $\text{Min} (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}.$

$$\checkmark \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

$$h_e = \text{hauteur d'étage} - h_p = \text{hauteur d'étage} - 40 \text{ cm}$$

$h_e = 3.00\text{m}$ Pour le RDC.

$h_e = 2.7\text{m}$ Pour les étages 1 jusqu'au 6.

Les dimensions des poteaux supposés :

- ✓ RDC ; 1^{er} et 2^{ème} étages : (40x 35) cm²
- ✓ 3^{ème} et 4^{ème} étages : (35 x 35) cm²
- ✓ 5^{ème} et 6^{ème} étages : (30 x 30) cm²

II.2.2.2 Les Voiles:

Pour augmenter la rigidité de notre structure et assurer un bon contreventement, on a prévu des murs voiles, dimensionnés selon le RPA.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}, 15\text{cm} \right]$$

Avec

h_e : hauteur libre d'étage.

a: épaisseur du voile.

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux : $e \geq \max (e_{\min}; h_e/25)$.
- Pour les voiles avec un seul about sur poteau: $e \geq \max (e_{\min}; h_e/22)$.
- Pour les voiles à about libre: $e \geq \max (e_{\min}; h_e/20)$.



Figure II.4: Dimensionnements d'un voile.

1) RDC :

$$h_{e_{max}} = (3.40 - 0.40) = 3\text{m}$$

$$a_{\text{étage}} \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$$

$$a \geq \max \left(a_{\min}; \frac{h_e}{25}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{20} \right)$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{300}{25} = 12 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{300}{22} = 13.63 \text{ cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{300}{20} = 15 \text{ cm}$$

$$a \geq \max(15 ; 12 ; 13.63 ; 15) \rightarrow a \geq 15 \text{ cm}$$

On adopte : **a = 15 cm.**

2) Etages courants:

$$h_{e_{\max}} = (3.10 - 0.40) = 2.7\text{m}$$

$$a_{\text{étage}} \geq \frac{270}{20} = 13.5 \text{ cm}$$

$$a \geq \max\left(a_{\min} ; \frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right)$$

$$a \geq \frac{h_e}{25} = \frac{270}{25} = 10.8\text{cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{22} = \frac{270}{22} = 12.27\text{cm}$$

$$a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{270}{20} = 13.5\text{cm}$$

$$a \geq \max(13.5 ; 10.8 ; 12.27 ; 13.5) \rightarrow a \geq 13.5 \text{ cm}$$

On adopte : **a = 15 cm.**

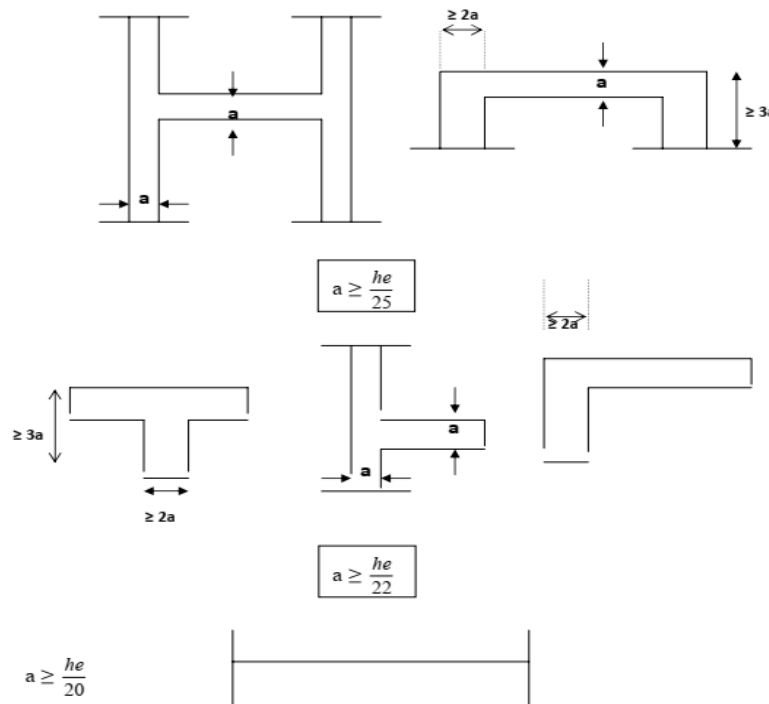


Figure II.5: Coupe de voile en plan.

II.2.2 Dimensionnement des éléments non porteurs:

II.2.2.1 Les planchers :

Le plancher est une plate-forme généralement plane, qui sert à séparer entre deux niveaux qui transmet les charges et les surcharges, qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes. Pour notre bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

A) Planchers à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de :

- Corps creux (hourdis) : dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Poutrelles : éléments résistants du plancher.
- Dalle de compression : c'est une dalle en béton armé, sa hauteur varie de 4 à 6 cm.
- Treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens des plus petites dimensions.

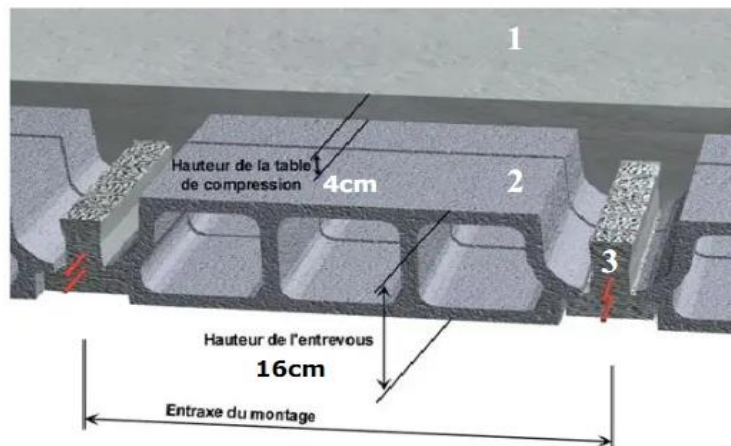


Figure II.6: cops creux.

L'épaisseur des planchers est choisie d'une manière à satisfaire des conditions d'utilisation plus que les conditions de résistance. Pour trouver cette épaisseur on vérifiera les conditions ci-après :

1. Condition de résistance au feu : (BAEL91 révisé99) [1]

Les exigences de résistance au feu d'après BAEL91 est :

$e = 07\text{cm}$: Pour une (01) heure de coupe de feu.

$e = 11\text{cm}$: Pour deux (02) heures de coupe de feu.

$e = 17.5\text{cm}$: Pour quatre (04) heures de coupe de feu.

Dans notre projet on prend $e = 15\text{ cm}$.

2. Condition acoustique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 15 cm ;

On adopte une épaisseur de : $e=16\text{cm}$.

3. Condition de résistance à la flèche : CBA93 (article B.6.8.4.2.4) [2]

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de déformation selon le CBA

$$93: \quad h_t \geq \frac{l_{\max}}{22,5} \quad (\text{CBA93 Art B. 6. 8. 4. 2. 4}) [2]$$

Avec :

L_{\max} : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$L = \min (L_X^{\max}, L_Y^{\max})$$

$$L = \min (310, 500) \rightarrow L = 310 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{310}{22,5} = 13,78 \text{ cm}$$

Donc on prend : $h_t = 20 \text{ cm}$

$$\begin{cases} h_0 = 4 \text{ cm} \rightarrow \text{table de compression} \\ h_t - h_0 = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{corps creux.} \end{cases}$$

On adopte un plancher de hauteur **20cm** constitué de corps creux de **16cm** et une dalle de compression de **4cm** d'épaisseur.

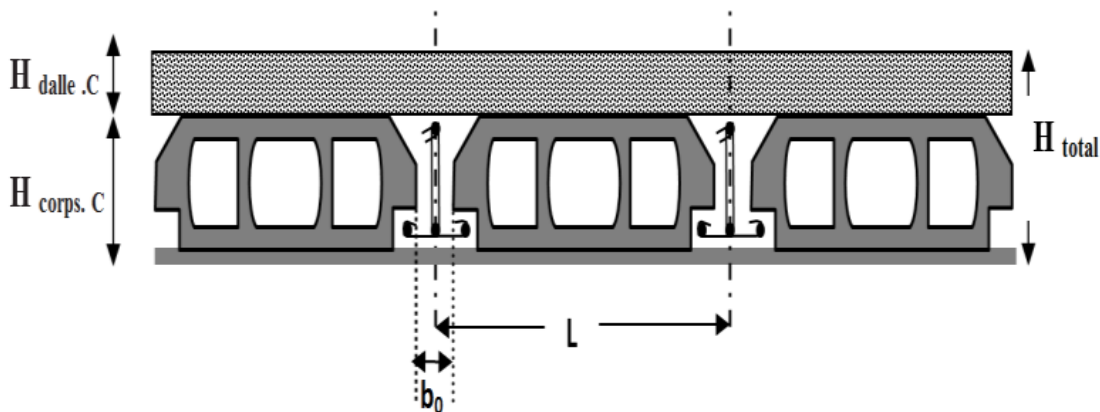


Figure II.7: cops creux.

II.2.2.2 Les poutrelles :

On définit les poutrelles comme des poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraintes, formant l'ossature d'un plancher. Elles transmettent les charges et surcharges qui les sollicitent sur les traverses des portiques

La disposition des poutrelles est dictée par deux critères :

- le critère de la continuité (là où il y a plus d'appuis).

- En ce qui concerne notre projet, la disposition des poutrelles s'est faite en respectant le critère de la plus petite portée, ce qui à donner la disposition exemple dessiner
Les poutrelles se calculent comme des sections en T la largeur de la dalle de compression à prendre en considération est :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression-(

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement

b : Largeur efficace.

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

Soient :

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$$

$$L_y = 450 \text{ cm}$$

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

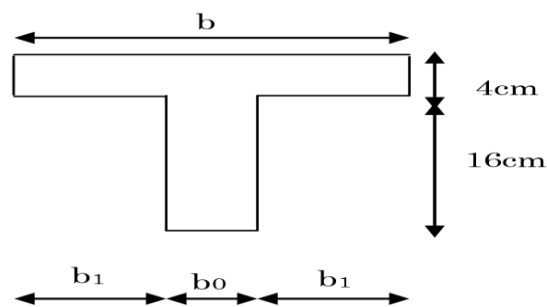


Figure II.8: Schéma d'une poutrelle.

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm} \\ \frac{L_y}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}$$

Soit : **b=65cm**

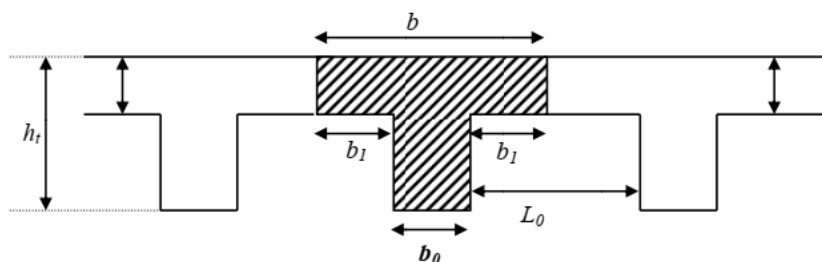


Figure II.9: Dimensions d'une poutrelle.

B) Dalles pleines :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs ;il travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.

Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

1. Critère résistance au feu (BAEL91 révisé99) [1] :

$e \geq 7\text{cm}$ Pour une heure de coupe – feu.

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe – feu.

$e \geq 17.5\text{ cm}$ pour quatre heures de coupe – feu.

On prend une épaisseur équivalente à plus de 2 heures de coupe-feu :

Donc on prend : **$e=15\text{cm}$** .

2. Critère résistance à la flexion (BAEL91 révisé99) [1] :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$Pour une dalle sur deux appuis.

$e \geq \frac{l_x}{20}$Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$Pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

Dans notre projet on a plusieurs cas:

1. Type 1:Dalle pleine sur quatre appuis:

- $l_x = 1.25\text{m}$

Donc

$$l_y = 7.9\text{m}$$

$$\frac{125}{50} \leq e \leq \frac{125}{40}$$

On adopte **$e=15\text{cm}$** .

- $l_x = 1.3\text{m}$ $l_y = 3.5\text{m}$

$$\frac{130}{50} \leq e \leq \frac{130}{40}$$

On adopte **$e= 15\text{cm}$**

2. Type 2:Dalles pleines sur trois appuis :

- $l_x = 1.2\text{m}$ $l_y = 3.15\text{m}$

$$\frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40}$$

On adopte **$e=15\text{cm}$** .

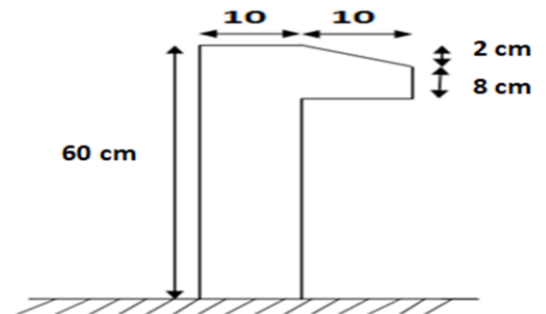
II.2.2.3 L'acrotère:

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main.

a. Hypothèses de calcul

- le calcul se fera pour une bande de 1 ml.
- la fissuration est considéré préjudiciable.
- l'acrotère sera calculé en flexion composée.
- Le poids propre et la charge d'exploitation :



$G_{\text{acrotère}} = \text{Poids volumique} \times S_{\text{acrotère}}$

$S = 10 \times 60 + 2 \times 10 \times 0.5 + 8 \times 10 = 690 \text{cm}^2$

Charge Permanente

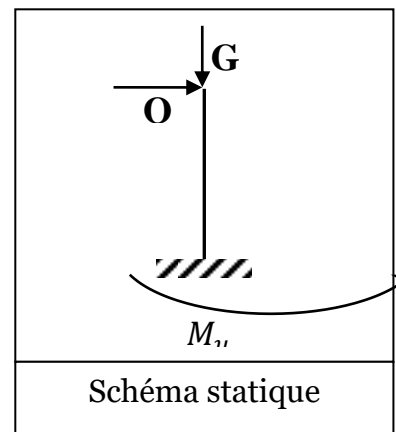
✓ Poids propre

$G = \gamma_b \times S$

$G = 25 \times 0,069 G = 1.72 \text{KN/ml}$

Surcharge d'exploitation

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



II.2.2.4 Les escaliers:

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront en béton armé, métallique ou en bois, dans notre cas elles sont réalisées en béton coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont:

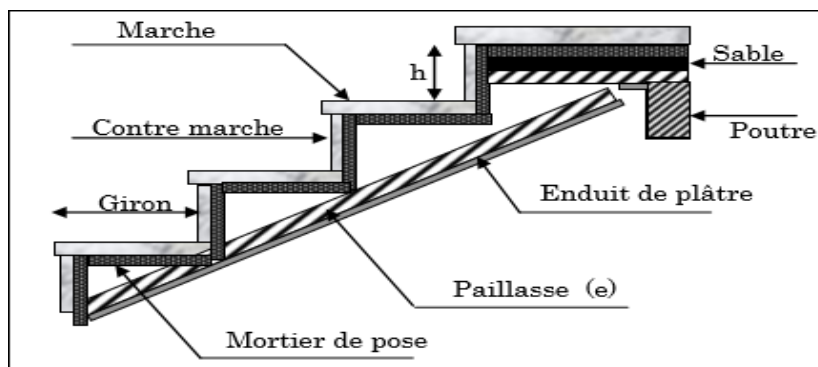


Figure II.10:Schéma d'un escalier

✓ **Dimensionnement:**

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

- Type I : escalier a deux volées pour le RDC.
- Type II : escalier a deux volées pour les étages courant.

En utilise la formule de **BLONDEL** pour dimensionner la géométrie de l'escalier en pratique, nous avons:

- La hauteur h : $14 \leq h \leq 18$
- La largeur g: $25 \leq h \leq 32$

On prend: $h=17$ cm,

$g=30$ cm.

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \quad \Rightarrow \quad 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \quad (\text{c.v})$$

- la hauteur de palier :

Pour le RDC :

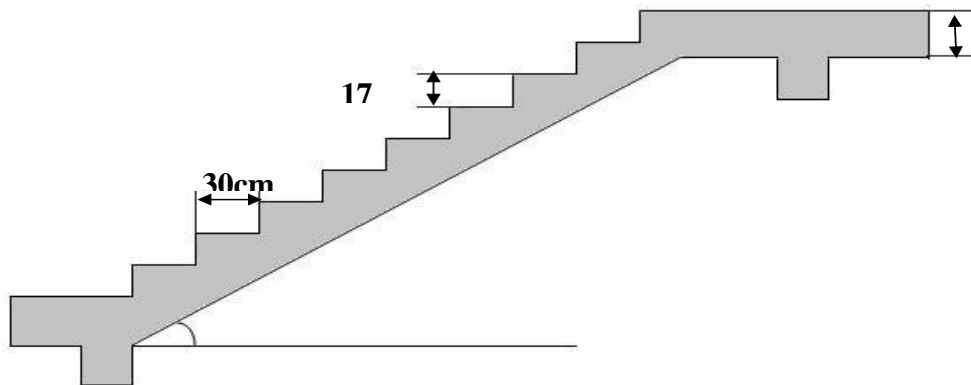


Figure II.11: escalier de RDC.

Pour le RDC :

Dans le plan architectural :

$$H_1 = 1.87 \text{ m}$$

$$H_2 = 1.53 \text{ m}$$

- Nombre de contremarches:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{187}{17} = 11 \text{ On aura 11 contre marches dans 1er paillasse.}$$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ On aura 9 contre marches dans le 2ème paillasse.}$$

- Nombre des marches:

$$N_m = n - 1 = 11 - 1 = 10 \rightarrow N_m = 10 \text{ marches}$$

$$N_m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \rightarrow N_m = 8 \text{ marches}$$

Pour les étages courant :

$$H_1 = H_2 = 1.55 \text{ m}$$

- Nombre de contremarches:

$$n = \frac{H}{h} = \frac{1.55}{0.17} = 9.11 \text{ On aura 9 contre marches entre chaque deux étage.}$$

- Nombre des marches :

$$N_m = \frac{n}{2} - 1 = 9 - 1 = \rightarrow N_m = 8 \text{ marches pour chaque volé.}$$

- Détermination d'inclinaisons et la longueur de paillasse :

$$\text{Tg}\alpha = H/L$$

Pour le RDC :

Le premier paillasse :

$$\text{Tg}\alpha_1 = \frac{187}{300} \rightarrow \alpha_1 = 32^\circ$$

$$l = L/\cos\alpha = 3/\cos 32 = 3.5 \text{ cm}$$

Le deuxième paillasse :

$$\text{Tg}\alpha_2 = \frac{153}{240} \rightarrow \alpha_2 = 32.5^\circ$$

$$l = L/\cos\alpha = 2.4/\cos 32.52 = 2.85 \text{ cm}$$

Pour les étages courant :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{155}{240} \rightarrow \alpha = 32.8^\circ$$

$$l = \frac{L}{\cos\alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.8} = 2.85 \text{ cm}$$

- Epaisseur de (paillasse + palier) :

Pour le RDC :

$$L_{\max} = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$$

$$L_{\max} = 3.5 + 1.2 = 4.7 \text{ m}$$

$$L_{\max}/30 \leq ep \leq L_{\max}/20$$

$$470/30 \leq ep \leq 470/20$$

$$15.66 \leq ep \leq 23.5$$

Donc on adopte $e=16 \text{ cm}$.

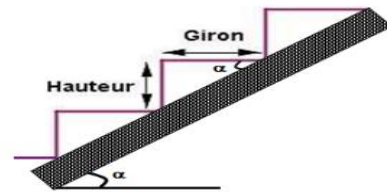


Figure II.12: Coupe escalier

Pour les étages courant :

$$L_{\max} = 2.85 + 1.2 = 4.05\text{m}$$

$$L_{\max}/30 \leq e_p \leq L_{\max}/20$$

$$405/30 \leq e_p \leq 405/20$$

$$13.5 \leq e_p \leq 20.25$$

Donc on adopte $e=16$ cm.

II.2.2.5 La maçonnerie:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en brique creuse :

-Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en brique creuses de (Celle de l'intérieur de 10cm pour d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15cm d'épaisseur) séparées par un vide de 5cm pour l'isolation thermique et phonique.

-Les murs intérieurs (cloisons de séparation) sont faits en simple paroi de briques de 10 cm d'épaisseur.

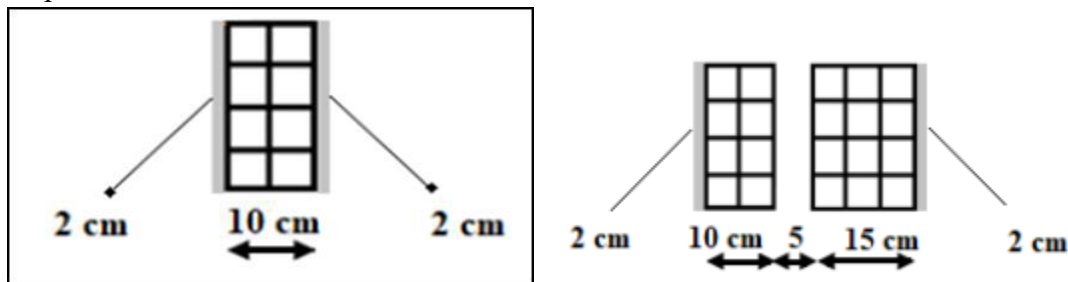


Figure II.13:Coupe transversale d'un mur intérieur et extérieur.

II.3 Détermination des charges et surcharges (DTRB.C.2-2) [3]

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher et ce jusqu'à la fondation. Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

Pour pré dimensionner les éléments (planchers, acrotères, poteaux...), on doit d'abord déterminer le chargement selon le règlement.

➤ Plancher Terrasse :

- **Terrasse inaccessible**

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau II.1: Evaluation charges du plancher terrasse inaccessible.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Gravillon de protection	0.05	20	1
02	Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
03	Forme de pente	0.1	22	2.2
04	Isolation thermique en liège	0.04	4	0.16
05	Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
06	Enduit en ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 6.73
Surcharge d'exploitation				Q = 1

➤ **Plancher de l'étage courant**

Tableau II.2: Evaluation des charges du plancher étage courant.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Cloison de séparation	0.1	9	0.9
02	Carrelage	0.02	0.02	0.44
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Lit de sable	0.02	18	0.36
05	Plancher à corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
06	Enduit plâtre	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 5.35
Surcharge d'exploitation				Q = 1.5
La charge d'exploitation pour le RDC				Q=1.5

➤ Les balcons :

Tableau II.3: Evaluation des charges des balcons.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
02	Mortier de pose	0.02	20	0.40
03	Lit de sable	0.02	18	0.36
04	Dalle pleine	0.14	25	3.5
05	Enduit en plâtre	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 5.1
Surcharge d'exploitation				Q = 3.50

➤ Mur extérieur (double parois en briques creuses) :

Tableau II.4: Evaluation des charges des murs extérieurs.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
02	Brique creuses	0.15	9	1.35
03	Lame l'air	0.05	0.00	0.00
04	Brique creuses	0.10	9	0.9
05	Enduit en plâtre	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 3.05

➤ Acrotère

- Charge permanente : L'acrotère est soumis à une charge permanente due à son poids propre.

$$S = S1 + S2 + S3$$

$$S = 0,0785\text{m}^2$$

$$G_{\text{acrotère}} = 2.2325$$

Avec :

- G : poids propre de l'acrotère en mètre linéaire.

➤ Mur de séparation :

Tableau II.5: Evaluation des charges des murs de séparations.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
02	Brique creuses	0.15	9	1.35
03	Enduit de ciment	0.02	20	0.4
Charge permanente totale				G = 2.15

➤ Les escaliers :

• Paillasse

Tableau II.6: Evaluation des charges de paillasse.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Paillasse	0.16/cos32.8	25	4.76
02	Poids des marches	0.17/2	22	1.87
03	Mortier de pose	0.02	20	0.4
04	Carrelage horizontal	0.02	22	0.44
	Carrelage vertical	(0.17*0.02)/2	22	0.037
05	Enduit de plâtre	0.02/cos 32.8	14	0.32
06	Lit de sable	0.02	18	0.36
Charge permanente totale				G = 8.18
Charge d'exploitation				Q = 2.5

• Palier :

Tableau II.7 : Evaluation des charges du palier.

N°	Désignation des éléments	Epaisseurs (m)	Densité	Poids (KN/m ²)
01	Palier	0.16	25	4
02	Mortier de pose	0.02	20	0.02
03	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
04	Enduit	0.02	2	0.4
Charge permanente totale				G = 4.86
Charge d'exploitation				Q = 2.5

II.4 Descente de charge :

II.4.1 Définition :

L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage on aura à considérer :

- le poids propre de l'élément.
- la charge de plancher qu'il supporte.
- la part de cloison répartie qui lui revient.
- les éléments secondaires (escalier, acrotère.....)

La descente de charge se fait du niveau le plus haut (charpente ou toiture terrasse) vers le niveau inférieur et cela jusqu'au niveau le plus bas (les fondations). Nous appliquons les lois de dégression uniquement pour les étages à usages d'habitation.

II.4.2 Loi de dégression des charges :

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 [3] nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers (DTR BC 2-2/6-1) [3] soit :

Q_0 : La charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: Les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment: Pour les calculs de la descente de charges, on introduit les valeurs suivants :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le premier étage : $Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour n étage ($n \geq 5$) : $Q_0 + \left[\frac{3+n}{2n} \times Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 \dots + Q_n \right]$.

Tableau II.8: dégression des charges.

Niveau	Dégression des charges par niveau
6 ^{ème}	Q_0
5 ^{ème}	$Q_0 + Q_1$
4 ^{ème}	$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$
3 ^{ème}	$Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
2 ^{ème}	$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
1 ^{er}	$Q_0 + 0.8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$
RDC	$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

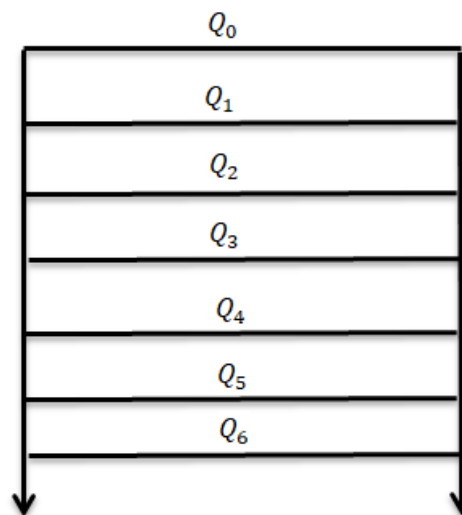


Figure II.14: Schéma statique de la descente de charge.

- Les charges permanentes :

Le poteau le plus sollicité est :

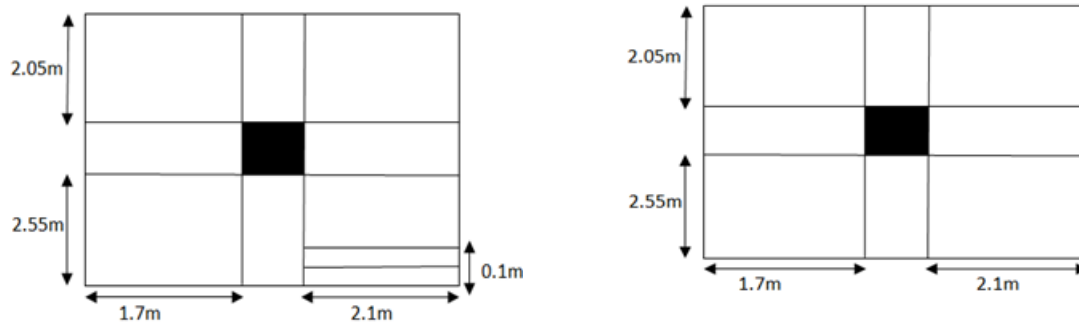


Figure II.15:Schéma de poteau la plus sollicité (surface afférente)

Le Poteau le plus sollicité de cet ouvrage; c'est celui qui supporte des charges réparties sur une surface S_{aff} égale :

Pour RDC :

$$S_{aff} = 2.55 \times 1.7 + 2.55 \times 2.1 + 2.05 \times 1.7 + 2.05 \times 2.1$$

$$S_{aff} = 17.45 \text{ m}^2$$

Pour l'étage courant :

$$S_{aff} = 2.55 \times 1.7 + (2.55 - 0.1) \times 2.1 + 2.05 \times 1.7 + 2.05 \times 2.1$$

$$S_{aff} = 17.27 \text{ m}^2$$

Le poids des poutres :

$$P_{poutre} = P(p.s) + P(p.p)$$

$$P_{poutre} = (3.8 \times 0.30 \times 0.35 \times 25) + (4.6 \times 0.40 \times 0.30 \times 25) = 23.77 \text{ KN}$$

Les poteaux GP = S. 25. h_e

$$\text{Plancher inaccessible} = 17.27 \times 6.73 = 117.64 \text{ KN}$$

Les résultats des différents efforts sont représentés ci-dessous

Tableau II.9: Descente de charge poteau central «P-3».

Niveaux	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N₀	Plancher inaccessible	117.64	17.48
	Poutre	23.77	
	Total	141.41	
N₁	Venant N₀	141.41	43.91
	Plancher étage courant	90.71	
	Poutre	23.77	
	Poteau	6.97	
	Mur	3.05	
	Paillasse	1.62	
	Total	267.53	
N₂	Venant N₁	267.53	70.34
	Plancher étage courant	90.71	
	Poutre	26.92	
	Poteau	6.97	
	Mur	3.05	
	Paillasse	1.62	
	Total	396.62	
N₃	Venant N₂	396.52	96.77
	Plancher étage courant	91.71	
	Poutre	26.92	
	Poteau	9.49	
	Mur	3.05	
	Paillasse	1.62	
	Total	529.41	
N₄	Venant N₃	529.41	123.2
	Plancher étage courant	90.71	
	Poutre	26.92	
	Poteau	9.49	
	Mur	3.05	
	Paillasse	1.62	
	Total	651.7	
N₅	Venant N₄	651.7	149.63
	Plancher étage courant	90.71	
	Poutre	62.92	
	Poteau	10.85	
	Mur	3.05	
	Paillasse	1.62	
	Total	820.86	
N₆	Venant N₅	820.86	176.06
	Plancher étage courant	50.21	
	Poutre	18.18	
	Poteau	15.49	
	Mur	3.05	
	Paillasse	1.62	
	Total	909.41	

N₇	Venant N₆	909.41	202.49
	Plancher étage courant	91.71	
	Poutre	62.92	
	Poteau	15.49	
	Mur	3.05	
	Paillasse	1.62	
Total	1087.25		
TOTAL		1087.25	202.49

$$G = 1087.25 \text{ KN}$$

$$Q = 202.49$$

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1087.25 + 1.5 \times 202.49 = 1771.52 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article 13.8.1.1)** [2] on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u à 10%, tel que :

$$N_u = 1.1 (1.35 G + 1.5 Q)$$

L'effort normal maximum $N_u = 1771.52 \text{ KN}$

$$\text{Donc } N_u = 1.1 \times 1771.52 = 1948.67 \text{ KN}$$

❖ Vérification des poteaux :

- Vérification à la compression simple:

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B_c} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } B_c : \text{ section du béton.}$$

$$B_c \geq \frac{N_u}{0.6 \times f_{c28}}$$

Tableau II.10: Vérification du critère de résistance.

Niveau	Nu	Section (m ²)	Condition B > B _{calculé}		Observation
			B (m ²)	B _{calculé}	
N₀	238.84	0.30*0.30	0.09	0.015	Vérifié
N₁	469.73	0.30*0.30	0.09	0.031	Vérifié
N₂	748.65	0.35*0.35	0.1225	0.05	Vérifié
N₃	945.844	0.35*0.35	0.1225	0.06	Vérifié
N₄	1171.65	0.40*0.35	0.14	0.078	Vérifié
N₅	1465.86	0.40*0.35	0.14	0.097	Vérifié
N₆	1640.97	0.40*0.45	0.18	0.11	Vérifié
RDC	1948.67	0.55*0.55	0.3025	0.13	Vérifié

- **Vérification au flambement :**

On doit faire la vérification suivante :

$$N_u \leq \overline{N}_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

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

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

B_r : section réduite du béton pour éliminer tout défaut de coffrage.

$$B_r = (b - 0.02) \times (h - 0.02) \text{m}^2$$

$$B_r = (0.3 - 0.02) \times (0.4 - 0.02) = 0.1064 \text{m}^2$$

γ_b : coefficient de sécurité de béton : $\gamma_b = 1.5$.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers : $\gamma_s = 1.15$.

α : coefficient en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \rightarrow 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

l_f : Longueur de flambement : $l_f = 0.7 \times l_0$

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ avec : $B = 0.12 \text{ m}^2$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'après le BAEL91 on doit vérifier:

$$B_{r\text{calcul}} \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right)}$$

La vérification de flambement est présente sur le tableau suivant :

Tableau II.11: Vérification du critère de stabilité de forme.

Les étages	Type de poteau	B(m ²)	I (m ⁴)	i (m)	l _f (m)	λ	α	Br(m ²)	B _{rcal} (m ²)	OBS
RDC	0.35*0.40	0.14	0.0018	0.11	2.38	19.04	0.81	0.125	0.10	CV
1 ^{er} /2 ^{ème}	0.35*0.40	0.14	0.0018	0.11	2.17	19.72	0.80	0.125	0.097 0.086	CV CV
3/4 étage	0.35*0.35	0.122	0.0012	0.099	2.17	21.92	0.79	0.109	0.07 0.056	CV CV
5/6 étage	0.30*0.30	0.09	0.0067	0.086	2.17	25.23	0.77	0.078	0.046	CV

II.5 Conclusion :

Après que nous ayons fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux et que nous ayons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons opté pour les sections suivantes :

- Les Poutres :
 - Poutre principales : (30 × 40)cm²
 - Poutre secondaires : (30 × 35)cm²
- Poteaux intermédiaires :
 - RDC ; 1^{er} et 2^{ème} étages : (35x 40) cm²
 - 3^{ème} et 4^{ème} étages : (35x35) cm²
 - 5^{ème} et 6^{ème} étages : (30 x 30) cm²
- Les voiles d'épaisseur $a = 15 \text{ cm}$
- Dalles pleines $e = 15 \text{ cm}$
- Les escaliers :
 - L'épaisseur de palier $e = 16 \text{ cm}$
 - L'épaisseur de pallasse $e = 16 \text{ cm}$

CHAPITRE III

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRE

III.1 Introduction :

Dans toute structure on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.
- Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

Ainsi l'escalier, l'acrotère, le plancher et le balcon sont considérés comme des éléments secondaires dont l'étude est indépendante de l'action sismique (puisque'ils ne contribuent pas directement à la reprise de ces efforts), mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2 Calcul des Planchers :

III.2.1 Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

III.2.2 Les poutrelles :

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales, elles sont calculées à la flexion simple.

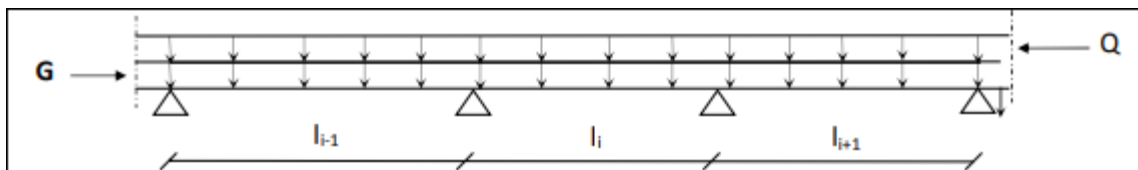


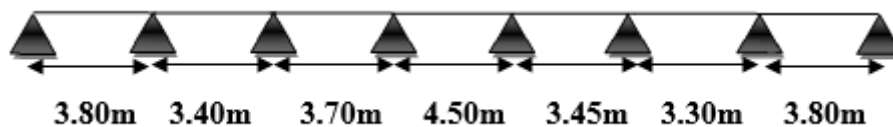
Figure III.12 : Schéma d'une Poutre continue.

III.2.2.1 Différents types de poutrelles :

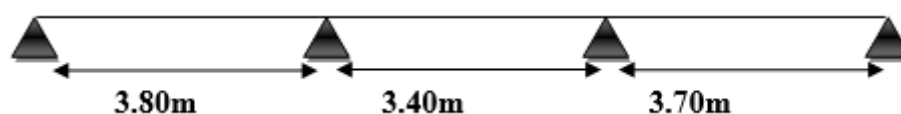
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

- Plancher étage courant: on a trois types de poutrelles:

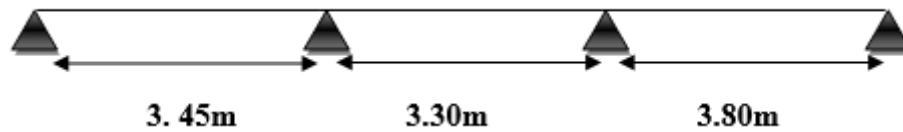
Type 1 : poutrelle sur 8 appuis a 7 travées :



Type 2 : poutrelle sur 4 appuis a 3 travées :

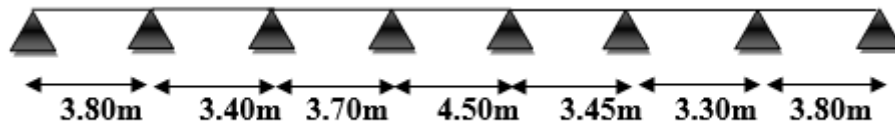


Type 3 : poutrelle sur 4 appuis a 3 travées :



• Plancher terrasse inaccessible: il y a un seul type de poutrelles

Type 1 : poutrelle sur 8 appuis a 7 travées :



III.2.3 Méthode de calcul des sollicitations :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

A) Méthode forfaitaire :

Le **BAEL91 (Art. L.III,2)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 < l_i/l_{i+1} < 1.25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Avec :

G : charges permanentes reprises par la poutre continue.

Q : charges d'exploitations reprises par la poutre continue.

➤ Principe de la méthode forfaitaire

- **Les moments fléchissant :**

En travée :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

$$1- M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} (1 + 0.3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1.05M_0 \end{array} \right.$$

$$2- M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire}$$

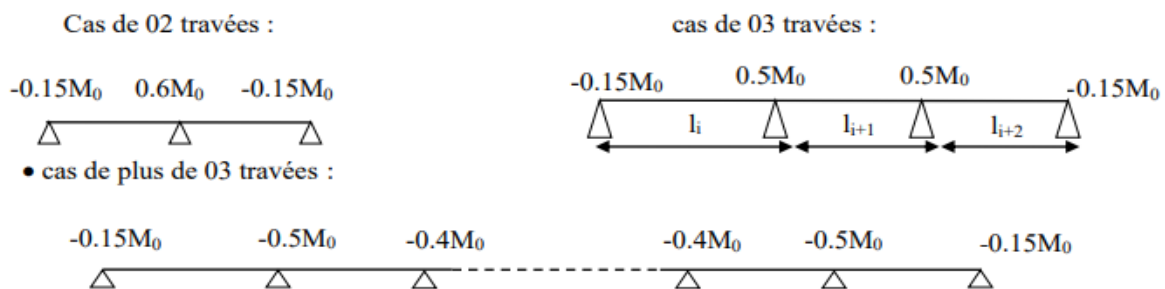
Avec : $M_0 = \frac{p \times l^2}{8}$

- ✓ P : la charge répartie à l'état limite considéré.
- ✓ M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.
- ✓ M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.
- ✓ M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.
- ✓ M_t : Moment en travée de la travée considérée.
- ✓ L_i : Portée de la travée.

Aux appuis

- $0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à: $0.15 M_0$



➤ Les efforts tranchants :

Les efforts tranchants aux appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres (forfaitaire) ou par la méthode de la RDM.

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

- ✓ 15 % pour une poutre à deux travées.
- ✓ 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

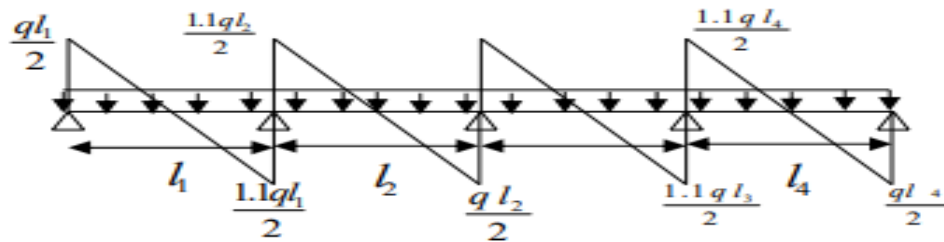


Figure III.2: Diagramme des efforts tranchants.

B) La méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➤ Principe de la méthode Caquot :

➤ Calcul des moments

Aux appuis:
$$M_a = \frac{P_g \times L_g^3 + P_d \times L_d^3}{8.5 \times (L_g + L_d)} \quad (\text{BAEL. Art. L.III,3})$$

Avec :

$L = 0.8 \times L$: Pour une travée intermédiaire ;

$L = L$: Pour une travée de rive.

P_g, P_d : Charge à droite et à gauche de la travée.

En travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (L - x)$$

$$X = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

Evaluation des efforts tranchants :

$$V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \dots \dots \dots \text{BAEL (ArtL.III.3)}$$

III.2.4 Les sollicitations :

On applique la méthode forfaitaire pour le calcul des poutrelles car toutes les conditions d'application de cette méthode sont satisfaites

➤ Condition d'application :

1. Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2 \times G ; 5) \text{KN/m}^2$

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

$$G = 6.73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots 1.00 \leq \min (2 \times 6.73 ; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

➤ **Plancher étage courant :**

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots 1.5 \leq \min (2 \times 5.35 ; 5) \text{ KN/m}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

2. Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée. Vérifiée.

3. Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$ non vérifié

4. FPN

III.2.4.1 Calcul des moments et efforts tranchant des poutrelles :

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$\text{À l'ELU : } q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q \quad \text{et} \quad p_u = 0.65 \times q_u$$

$$\text{À l'ELS : } q_s = G + Q \quad \text{et} \quad p_s = 0.65 \times p_s$$

Tableau III.1: Charges et surcharges d'exploitation.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.73	1	10.58	6.87	7.73	5.02
Etages courants	5.35	1.5	9.47	6.15	6.58	4.45

➤ **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

Tableau III.2: Chargement sur les poutrelles.

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	L ₀ (m)	q _u = (1.35G+1.5Q)×L ₀ (KN/ml)	q _s = (G+Q)×L ₀ (KN/ml)
Etages courants	5.35	1.5	0.65	6.15	4.45
Terrasse inaccessible	6.73	1	0.65	6.87	5.02

Avec :

L₀: entre -axe des poutrelles.

➤ Etude de la poutrelle type 1 :

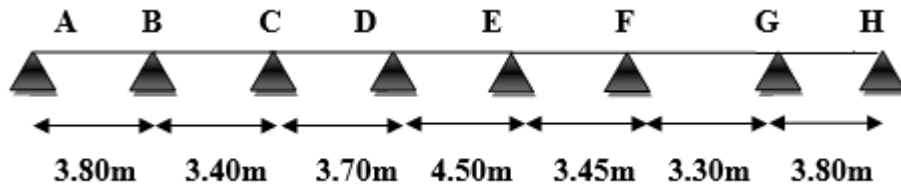


Figure III.3: Schéma statique de la poutrelle type 1.

Dans ce type de poutrelle, on voit que :

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{4.50}{3.45} = 1.30 \notin [0.8 ; 1.25]$$

⇒ On applique la méthode de Caquot minorée. On minore **G** de **2/3** pour le calcul des moments aux appuis, puis on revient à **G** pour le calcul des moments en travées.

➤ Calcul des sollicitations :

$$G' = 2/3G = 2/3 \times 5.35 = 3.56 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 G' + 1.5Q) \times L_0 = (1.35 \times 3.35 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = 4.56 \text{ KN/m}$$

$$q_s = (G' + Q) \times L_0 = (3.53 + 1.5) \times 0.65 = 3.27 \text{ KN/m}$$

➤ Calcul des moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4.56 \times 3.80^2}{8} = 8.23 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments aux appuis :

• Appuis de rive : A L'ELU

$M_A = M_H = 0$ (Le **BAEL 91[1]** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à **0.15M₀**)

A L'ELU: $M_A = M_H = -0.15 \times 8.23 = -1.23 \text{ KN.m}$

• Appuis intermédiaires :

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = L_g = 3.80 \text{ m .rive} \\ L'_d = 0.8 \times L_d = 0.8 \times 3.40 = 2.72 \text{ m.inter} \end{cases}$$

$$M_B = - \frac{q_g \times L'_g{}^3 + q_d \times L'_d{}^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = - \frac{4.56 \times 3.80^3 + 4.56 \times 2.72^3}{8.5(3.80 + 2.72)} = - 6.17 \text{ KN.m}$$

A L'ELU: $M_B = - 6.17 \text{ KN.m}$

Même chose pour l'appui **C**; on obtient :

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = 0.8 \times L_g = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m} \\ L'_d = 3.70 \text{ m} \end{cases}$$

$$\underline{\text{A L'ELU}}: M_C = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = -\frac{4.56 \times 3.04^3 + 4.56 \times 3.70^3}{8.5(3.04 + 3.70)} = -6.27 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{A L'ELU}}: M_C = -6.27 \text{ KN.m}$$

Même chose pour l'appui D ; on obtient :

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = 0.8 \times L_g = 0.8 \times 3.70 = 2.96 \text{ m} \\ L'_d = 4.50 \text{ m} \end{cases}$$

$$\underline{\text{A L'ELU}}: M_D = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = -\frac{4.56 \times 2.96^3 + 4.56 \times 4.50^3}{8.5(2.96 + 4.50)} = -8.41 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{A L'ELU}}: M_D = -8.41 \text{ KN.m}$$

Même chose pour l'appui E; on obtient:

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = 0.8 \times L_g = 0.8 \times 4.5 = 3.6 \text{ m} \\ L'_d = 3.45 \text{ m} \end{cases}$$

$$\underline{\text{A L'ELU}}: M_E = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = -\frac{4.56 \times 3.6^3 + 4.56 \times 3.45^3}{8.5(3.6 + 3.45)} = -6.67 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{A L'ELU}}: M_E = -6.67 \text{ KN.m}$$

Même chose pour l'appui F; on obtient:

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = 0.8 \times L_g = 0.8 \times 3.45 = 2.76 \text{ m} \\ L'_d = 3.30 \text{ m} \end{cases}$$

$$\underline{\text{A L'ELU}}: M_F = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = -\frac{4.56 \times 2.76^3 + 4.56 \times 3.30^3}{8.5(2.76 + 3.30)} = -5.04 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{A L'ELU}}: M_F = -5.04 \text{ KN.m}$$

Même chose pour l'appui G; on obtient:

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = L_g = 3.3 \text{ m} \\ L'_d = 0.8 \times L_d = 0.8 \times 3.80 = 3.04 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_g = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = -\frac{4.56 \times 3.30^3 + 4.56 \times 3.04^3}{8.5(3.30 + 3.04)} = -5.41 \text{ KN.m}$$

$$\underline{\text{A L'ELU}}: M_g = -5.41 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments en travées :**

➤ **Travée AB**

$$M_t = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (1-x); \quad \text{tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.80}{2} - \frac{6.17}{6.15 \times 3.80} = 1.64 \text{ m}$$

$$M_0(1.64) = \frac{6.15 \times 1.64}{2} \times (2 - 1.64) = 1.81 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{AB}) = -0.85 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée BC:**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (1-x); \quad \text{tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.40}{2} - \frac{6.17 - 6.27}{6.15 \times 3.40} = 1.69 \text{ m}$$

$$M_0(1.69) = \frac{6.15 \times 1.69}{2} \times (3.40 - 1.69) = 8.87 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{BC}) = 5.25 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée CD :**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (1-x); \quad \text{tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.70}{2} - \frac{6.27 - 8.41}{6.15 \times 3.70} = 1.94 \text{ m}$$

$$M_0(1.94) = \frac{6.15 \times 1.94}{2} \times (3.70 - 1.94) = 10.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{DC}) = 3.8 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée DE:**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (1-x); \quad \text{tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{4.5}{2} - \frac{8.41 - 6.67}{6.15 \times 4.5} = 2.18 \text{ m}$$

$$M_0(2.18) = \frac{6.15 \times 2.18}{2} \times (4.50 - 2.18) = 15.54 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{DE}) = 7.94 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée EF :**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (1-x); \quad \text{tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.45}{2} - \frac{6.67 - 5.04}{6.15 \times 3.45} = 1.65 \text{ m}$$

$$M_0(1.65) = \frac{6.15 \times 1.65}{2} \times (3.45 - 1.65) = 9.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{EF}) = 3.07 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée FG :**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (1-x); \quad \text{tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.3}{2} - \frac{5.04 - (-5.41)}{6.15 \times 3.3} = 1.14 \text{ m}$$

$$M_0(1.14) = \frac{6.15 \times 1.14}{2} \times (3.3 - 1.14) = 7.57 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{GH}) = 1.55 \text{ KN.m}$$

➤ **Travée GH :**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (1 - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.8}{2} - \frac{5.41}{6.15 \times 3.8} = 1.67 \text{ m}$$

$$M_0(1.67) = \frac{6.15 \times 1.67}{2} \times (3.8 - 1.67) = 10.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t(\text{GH}) = 8.55 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des moments aux appuis :**

• **Appuis de rive : A L'ELS**

$M_A = M_H = 0$ (Le **BAEL 91** préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à $0.15M_0$)

A L'ELS: $M_A = M_D = 0.15 \times 5.90 = -0.88 \text{ KN.m}$

• **Appuis intermédiaires :**

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = L_g = 3.80 \text{ mt .rive} \\ L'_d = 0.8 \times L_d = 0.8 \times 3.40 = 2.72 \text{ mt.inter} \end{cases}$$

$$M_B = - \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = - \frac{3.27 \times 3.80^3 + 3.27 \times 2.72^3}{8.5(3.80 + 2.72)} = -4.42 \text{ KN .m}$$

A L'ELS: $M_B = -4.42 \text{ KN .m}$

Même chose pour l'appui C ; on obtient:

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = 3.04 \text{ m} \\ L'_d = 3.7 \text{ m} \end{cases}$$

A L'ELS: $M_C = - \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = - \frac{3.27 \times 3.04^3 + 3.27 \times 3.7^3}{8.5(3.04 + 3.7)} = -4.49 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_C = -4.49 \text{ KN.m}$

Même chose pour l'appui D ; on obtient :

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = 2.96 \text{ m} \\ L'_d = 4.5 \text{ m} \end{cases}$$

A L'ELS: $M_D = - \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = - \frac{3.27 \times 2.96^3 + 3.27 \times 4.5^3}{8.5(2.96 + 4.5)} = -6.03 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_D = -6.03 \text{ KN.m}$

Même chose pour l'appui E ; on obtient:

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = 3.6 \text{ m} \\ L'_d = 3.45 \text{ m} \end{cases}$$

A L'ELS: $M_E = - \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = - \frac{3.27 \times 3.6^3 + 3.27 \times 3.45^3}{8.5(3.6 + 3.45)} = -4.78 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_E = -4.78 \text{ KN.m}$

Même chose pour l'appui F ; on obtient:

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = 2.76 \text{ m} \\ L'_d = 3.3 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS: } M_F = -\frac{q_g \times L'_g{}^3 + q_d \times L'_d{}^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = -\frac{3.27 \times 2.76^3 + 3.27 \times 3.3^3}{8.5(2.76 + 3.3)} = -3.61 \text{ KN.m}$$

A L'ELS: $M_F = -3.61 \text{ KN.m}$

Même chose pour l'appui G ; on obtient:

$$\text{Avec : } \begin{cases} q_g = q_d = q \\ L'_g = 3.04 \text{ m} \\ L'_d = 3.7 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{A L'ELS: } M_G = -\frac{q_g \times L'_g{}^3 + q_d \times L'_d{}^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)} = -\frac{3.27 \times 3.3^3 + 3.27 \times 3.04^3}{8.5(3.3 + 3.04)} = -3.88 \text{ KN.m}$$

A L'ELS: $M_G = -3.88 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments en travées :**

• **Travée AB :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.8}{2} - \frac{4.42}{4.45 \times 3.8} = 1.64 \text{ m}$$

$$M_0(0.62) = \frac{4.45 \times 1.64}{2} \times (3.8 - 1.64) = 7.88 \text{ KN.m}$$

$$M_t(AB) = 5.98 \text{ KN.m}$$

• **Travée BC :**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.4}{2} - \frac{4.42 - 4.49}{4.45 \times 3.4} = 1.67 \text{ m}$$

$$M_0(2.03) = \frac{4.45 \times 1.67}{2} \times (3.4 - 1.67) = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t(BC) = 1.9 \text{ KN.m}$$

• **Travée CD :**

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.7}{2} - \frac{4.49 - 6.03}{4.45 \times 3.7} = 1.94 \text{ m}$$

$$M_0(0.98) = \frac{4.45 \times 1.94}{2} \times (3.7 - 1.94) = 7.59 \text{ KN.m}$$

$$M_t(DC) = 4.30 \text{ KN.m}$$

• **Travée DE :**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (l - x) ; \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{4.5}{2} - \frac{6.03 - 4.78}{4.45 \times 4.5} = 2.19 \text{ m}$$

$$M_0(2.19) = \frac{4.45 \times 2.19}{2} \times (4.5 - 2.19) = 11.24 \text{ KN.m}$$

$$M_t(DE) = 5.83 \text{ KN.m}$$

- **Travée EF:**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (1 - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.45}{2} - \frac{4.78 - 3.61}{4.45 \times 3.45} = 1.65\text{m}$$

$$M_0(1.67) = \frac{4.45 \times 1.65}{2} \times (3.45 - 1.65) = 6.60 \text{KN.m}$$

$$M_t(\text{EF}) = 2.39 \text{KN.m}$$

- **Travée FG:**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (1 - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.3}{2} - \frac{3.61 - 3.88}{4.45 \times 3.3} = 1.63\text{m}$$

$$M_0(1.63) = \frac{4.45 \times 1.63}{2} \times (3.3 - 1.63) = 6.05 \text{KN.m}$$

$$M_t(\text{FG}) = 2.3 \text{KN.m}$$

- **Travée GH:**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d \frac{x}{l}$$

$$M_0(x) = \frac{q \cdot x}{2} \times (1 - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \cdot l_i} = \frac{3.8}{2} - \frac{3.88}{4.45 \times 3.8} = 1.68\text{m}$$

$$M_0(1.68) = \frac{4.45 \times 1.68}{2} \times (3.8 - 1.68) = 7.92 \text{KN.m}$$

$$M_t(\text{GH}) = 6.21 \text{KN.m}$$

➤ **Etude de la poutrelle type 2 (étage courant)**

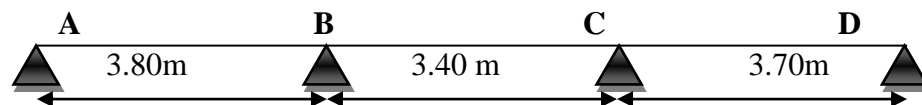


Figure III.4: Schéma statique de la poutrelle type 2.

$$q_u = 6.15 \text{KN/ml}$$

$$q_s = 4.45 \text{KN/ml}$$

- **Moments isostatiques :**

À l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_u L^2}{8} = \frac{6.15 \times 3.8^2}{8} = 11.10 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_u L^2}{8} = \frac{6.15 \times 3.40^2}{8} = 8.89 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{p_u L^2}{8} = \frac{6.15 \times 3.7^2}{8} = 10.52 \text{KN.m}$$

À l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{p_u L^2}{8} = \frac{4.45 \times 3.80^2}{8} = 8.03 \text{KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{p_u L^2}{8} = \frac{4.45 \times 3.4^2}{8} = 6.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{p_u L^2}{8} = \frac{4.45 \times 3.7^2}{8} = 7.61 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis :**

Appuis de rive :

$$M_A = M_D = 0$$

Remarque : Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $(-0.15 \times M_0)$

Avec $M_0 = \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = M_0^{AB}$

A L'ELU: $M_A = M_D = -0.15 \times 11.10 = -1.665 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_A = M_C = -0.15 \times 8.03 = -1.20 \text{ KN.m}$

- **Appuis intermédiaire :**

À l'ELU : $M_B = -0.6 \times M_0^{AB} = -0.6 \times 11.10 = -6.66 \text{ KN.m}$

A L'ELS: $M_B = -0.6 \times M_0^{AB} = -0.6 \times 8.03 = -4.81 \text{ KN.m}$

Remarque : Les moments aux appuis de rives sont négatifs mais pour les calculs des moments en travées, on les remplace par leur valeur absolue.

Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.35} = 0.21$$

$$\begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.063 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.263 \end{cases}$$

$$\alpha = 0.21$$

À l'ELU

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1+0.3\alpha)M_0 ; 1.05M_0] \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \longrightarrow \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Travée A-B :

$$\begin{cases} M_t \geq 1.063 \times 11.10 - \frac{6.66}{2} = 8.46 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.263}{2} \times 11.10 = 7.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq 1.063 \times 8.89 - \frac{6.66}{2} = 6.12 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.263}{2} \times 8.89 = 3.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

À L'ELS :**Travée A-B :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.063 \times 8.03 - \frac{4.81}{2} = 6.13 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.263}{2} \times 8.03 = 5.07 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.063 \times 6.43 - \frac{4.81}{2} = 4.43 \text{ KN.m} \\ M_t \geq \frac{1.263}{2} \times 6.43 = 4.06 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Remarque : Dans le calcul des moments en travées on écrit toujours M_t en fonction de m_0 pour faciliter le calcul à L'ELS sinon on est obligé de refaire, tous les calculs

➤ **Evaluation des efforts tranchants****Travée A-B :**

$$V_A = \frac{qL_1}{2} = \frac{6.15 \times 3.80}{2} = 11.68 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \times V_A = -13.43 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.15 \times 3.40}{2} = 12.02 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.15 \times 3.40}{2} = -10.45 \text{ KN}$$

Travée D-C :

$$V_C = 1.15 \times \frac{6.15 \times 3.70}{2} = 13.08 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.15 \times 3.70}{2} = -11.37 \text{ KN}$$

Les résultats des autres types de poutrelles du plancher terrasse et plancher étage courant sont représentés dans le tableau ci-dessous :

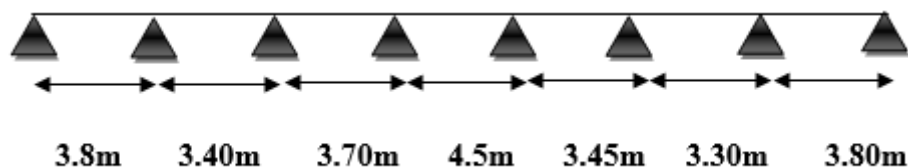
Type 1 :

Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle type 1.

➤ ELU :

Tableau III.3 : Sollicitation poutrelle type 1 ELU

	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Cas1	A-B	3.80	6.15	11.10	1.66	5.55	-0.85	15.57	-7.79
	B-C	3.40	6.15	8.88	4.44	4.44	5.25	10.45	-10.45
	C-D	3.70	6.15	10.52	5.26	5.26	3.8	11.37	-11.37
	D-E	4.50	6.15	15.56	7.78	7.78	7.94	13.83	-13.83
	E-F	3.45	6.15	9.15	4.57	4.57	3.07	10.60	-10.60
	F-G	3.30	6.15	8.37	4.18	4.18	1.55	10.14	-10.14
	G-H	3.80	6.15	11.10	5.55	1.66	8.55	7.79	-15.57

➤ ELS :

Tableau III.4: Sollicitation poutrelle type 1 ELS

	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Cas2	A-B	3.80	4.45	8.03	1.20	4.01	5.98	11.26	-5.64
	B-C	3.40	4.45	6.43	3.21	3.21	1.9	7.56	-7.56
	C-D	3.70	4.45	7.61	3.80	3.80	4.3	8.23	-8.23
	D-E	4.50	4.45	11.26	5.63	5.63	5.83	10.01	-10.01
	E-F	3.45	4.45	6.62	3.31	3.31	2.39	7.67	-7.67
	F-G	3.30	4.45	6.05	3.02	3.02	2.3	7.34	-7.34
	G-H	3.80	4.45	8.03	4.01	1.20	6.21	5.64	-11.26

Type 2 :

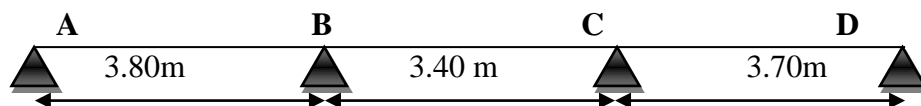


Figure III.6: Schéma statique de la poutrelle type 2.

➤ ELU :

Tableau III.5 : Sollicitation poutrelle type 2 ELU.

	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Cas1	A-B	3.80	6.15	11.10	1.66	5.55	-0.85	12.70	-10.66
	B-C	3.40	6.15	8.88	4.44	4.44	5.25	10.45	-10.45
	C-D	3.70	6.15	10.52	5.26	1.57	3.8	10.38	-10.38

➤ ELS :

Tableau III.6:Sollicitation poutrelle type 2 ELS .

	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Cas2	A-B	3.80	4.45	8.03	1.20	4.01	5.98	11.26	-8.45
	B-C	3.40	4.45	6.43	3.21	3.21	1.9	7.56	-7.56
	C-D	3.70	4.45	7.61	3.80	1.14	4.3	5.57	-8.23

Type 3 :

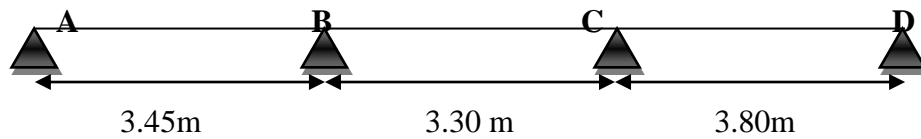


Figure III.7:Sollicitation poutrelle type 3 ELU.

➤ ELU :

Sollicitation poutrelle type 3 ELU.

	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Cas1	E-F	3.45	6.15	9.15	4.57	4.57	3.07	10.60	-10.60
	F-G	3.30	6.15	8.37	4.18	4.18	1.55	10.14	-10.14
	G-H	3.80	6.15	11.10	5.55	1.66	8.55	7.79	-15.57

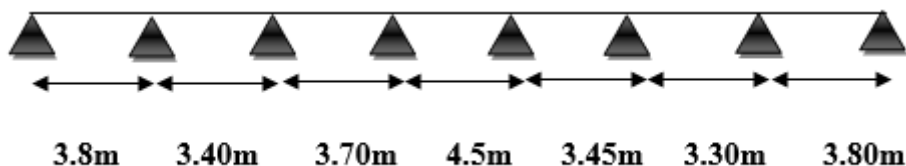
➤ ELS :

Tableau III.8:Sollicitation poutrelle type 3 ELS.

	Travée	L (m)	P (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Cas2	E-F	3.45	4.45	6.62	3.31	3.31	2.39	7.67	-7.67
	F-G	3.30	4.45	6.05	3.02	3.02	2.3	7.34	-7.34
	G-H	3.80	4.45	8.03	4.01	1.20	6.21	5.64	-11.26

Terrasse inaccessible :

Type 1 :



➤ **ELU :****Tableau III.9:**Sollicitation poutrelle type 1ELU.

	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Cas1	A-B	3.80	6.87	12.40	1.86	6.2	9.58	17.39	-8.71
	B-C	3.40	6.87	9.92	4.96	4.96	-3.70	11.67	-11.67
	C-D	3.70	6.87	11.75	5.87	5.87	4.39	12.70	-12.70
	D-E	4.50	6.87	17.38	8.69	8.69	9.75	15.39	-15.39
	E-F	3.45	6.87	10.22	5.11	5.11	4.32	11.85	-11.85
	F-G	3.30	6.87	9.35	4.67	4.76	7.36	11.33	-11.33
	G-H	3.80	6.87	12.40	6.2	1.86	9.84	8.71	-17.39

➤ **ELS :****Tableau III.10:**Sollicitation poutrelle type 1 ELS.

	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Cas2	A-B	3.80	5.02	9.06	1.35	4.53	6.98	12.71	-6.35
	B-C	3.40	5.02	7.25	3.62	3.62	2.77	8.53	-8.53
	C-D	3.70	5.02	6.96	3.48	3.48	3.28	9.28	-9.28
	D-E	4.50	5.02	12.70	6.35	6.35	7.24	11.29	-11.29
	E-F	3.45	5.02	7.46	3.73	3.73	3.24	8.65	-8.65
	F-G	3.30	5.02	6.83	3.41	3.41	3.08	8.28	-8.28
	G-H	3.80	5.02	9.06	4.53	1.35	16.19	6.35	-12.71

III.2.5 Ferrailage des poutrelles :**III.2.5.1 Les poutrelles dans étage courant :**

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en Té soumise à la flexion simple.

Tableau III.11:Les sollicitations pour ferrailer les poutrelles.

	M_0 max	M_t max	M_a max	Vmax
ELU	15.56	8.55	- 8.41	15.57
ELS	11.26	6.21	-6.03	11.26

➤ **ELU :**

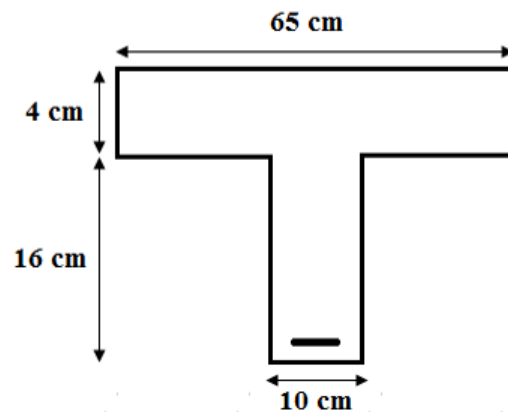


Figure III.7: Coupe d'une poutrelle.

$$M_t^{\max} = 8.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{\alpha}^{\text{rive}} = -2.334 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 15.57 \text{ KN}$$

$$M_{\alpha}^{\text{inter}} = -9.336 \text{ KN.m}$$

A) Armature longitudinales :

• **Ferrailage en travée :**

$$b = 65 \text{ cm}, b_0 = 10 \text{ cm}, h = 20 \text{ cm}, h_0 = 4 \text{ cm}, d = 18 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm},$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}, f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}, f_{st} = 40 \text{ MPa}$$

➤ **En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en T :

$$M_0 = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} = 650 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 14.2 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{\max} = 8.55 \text{ N.m} < M_0 = 58.94 \text{ kN.m}$$

La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{8.55 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.65} = 0.028 < 0.186$$

$$\text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \longrightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \longrightarrow A' = 0 \quad \text{Pas d'armature comprimée}$$

➤ **Calcul de A :**

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.028)}) = 0.037$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.037) = 0.177m$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.55 \times 10^{-3}}{348 \times 0.177} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 2\text{HA}10 = 2.355 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité:

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Ferraillage aux appuis :**

1) Appui de rive :

$$M_{\alpha}^{\text{rive}} = -2.334 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\alpha}^{\text{rive}}}{f_{bu} \times d^2 \times b_0} = \frac{2.334 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.10} = 0.05 \longrightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.05)}) = 0.075$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.075) = 0.179m$$

$$A_{\text{RIVE}} = \frac{M_{\alpha}^{\text{rive}}}{Z \times f_{st}} = \frac{2.334 \times 10^{-3}}{348 \times 0.179} = 0.374 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23 b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Condition verifier.}$$

$$\text{On choisit : } A_{\text{rive}} = 1\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

2) Appuis intermédiaire :

$M_{\alpha}^{\max} < 0 \longrightarrow$ le moment est négatif c'est-à-dire la partie supérieur est tendu donc la table est tendue et comme le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, la nervure travaille toute seule calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

$$M_{\alpha}^{\text{inter}} = -9.336 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\alpha}^{\text{inter}}}{f_{bu} \times d^2 \times b_0} = \frac{9.336 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.10} = 0.036$$

$$A = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.036)}) = 0.05$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.05) = 0.176$$

$$A_{\text{inter}} = \frac{M_{\alpha}^{\text{inter}}}{Z \times f_{st}} = \frac{9.336 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 1.52 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2 *$$

$$A_{\min} < A_t \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$\text{On choisit : } A_{\text{inter}} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

➤ **armatures transversales**

➤ **Vérification à L'ELU**

➤ **Cisaillement**

$$V_u = 15.56 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{15.56 \cdot 10^{-3}}{0.10 \cdot 0.18} = 0.864 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u}$ C'est vérifié. Pas de risque de cisaillement

➤ **Choix des armatures transversales :**

$$\emptyset t \leq [h/35 ; \emptyset ; b_0/10]$$

$$\emptyset t \leq [200/35 ; 8 ; 100/10]$$

$$\emptyset t \leq 5.7 \text{ mm} = 6 \text{ mm} \text{ On choisit un étrier } \emptyset_6 \text{ } A_t = 2\emptyset_6 = 0.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de L'espace**

$$S_t \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm}) \longrightarrow s_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

Selon CBA 93 (Article A.5.1.2.2) :

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b(\tau_u - 0.3f_{tj} \times k)}$$

Flexion simple

Fissuration peut nuisible

Pas de reprise de bétonnage $\longrightarrow K=1$

$\alpha=90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3f_{t28})}$$

$$S_t \leq 0.57 \cdot 10^{-4} \frac{0.8 \times 400}{0.10(0.966 - 0.3 \times 2.1)} = 0.542 \text{ m}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \quad S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.10} = 57 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification à l'effort tranchant des armatures longitudinales :**

➤ **Vérification de la bielle**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad \text{Avec } a \leq 0.9 \times d = 0.162 \text{ m}$$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.10 \times 25 = 108.135 \text{ KN}$$

$$V_u = 15.56 \text{ KN} < 108.135 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifié.}$$

➤ **Vérification de à l'effort tranchant :**

Au niveau de l'appui de rive

$$A_t = 3\text{HA}10 + 1\text{HA}10 = 2.255 + 1.57 = 3.825 \text{ cm}^2$$

On a $M_U = 0$

$$A_l \geq \frac{y_s}{f_e} V_u \quad A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 15.56 \times 10^{-3} = 0.044 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.044 \text{ cm}^2$$

Or $A_t = 3HA10 + 1HA10 = 2.255 + 1.57 = 3.825 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

Au niveau de l'appui intermédiaire.

$$A_l = 3HA10 + 2HA12 = 2.255 + 2.26 = 4.515 \text{ cm}^2$$

On a $M_U = 0$

$$A_l \geq \frac{y_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_U}{0.9 \times d} \right) \quad A_l \geq \frac{1.15}{400} \left(15.56 \times 10^{-3} - \frac{8.55 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right) = -1.07 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq -1.16 \text{ cm}^2$$

Or $A_l = 3HA10 + 2HA12 = 2.255 + 2.26 = 4.515 \text{ cm}^2$ Condition vérifier.

➤ **Vérification de la jonction table nervure au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} = \frac{15.56 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.01 \text{ MPa}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Pas de risque de rupture à la jonction table nervure

➤ **Vérification des poutrelles à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures : BAEL 91 (Article B-6-3)**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

Etat limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **En travée**

$$M_{ser}^{max} = 8.55 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.255 \text{ cm}^2$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

BAEL91.L.III.3 [1]

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.255 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$H = -4.64 \times 10^{-4} < 0 \quad \longrightarrow \quad \text{l'axe neutre passe par la nervure} \quad \longrightarrow \quad \text{calcul d'une section en T.}$$

$$b_0 y^2 + Y \times [2 \times (b - b_0) \times h_0 + 30 + A] - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30 \times d \times A] = 0$$

$$10y^2 + Y \times [2(65 - 10) \times 4 + 30 + 2.355] - [(65 - 10) \times 4^2 + 30 \times 18 \times 2.355] = 0$$

$$10y^2 + 472.35y - 2151.7 = 0$$

$$Y = 4.18 \text{ cm}$$

➤ **Calcul de l'inertie I :**

$$I = \frac{10 \times 4.18^3}{3} + (65-10) \times \frac{4^3}{12} + (65-10) \times 4 \times (4.18 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2.355 \times (18 - 4.18)^2 =$$

$$I = 8329.17 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{8.55 \times 10^{-3}}{8329.17 \times 10^{-3}} \times 0.0418 = 4.29 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \quad (\text{BAEL E.III.2})$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^{ser} = -9.336 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15 \times A_s \times (d - h_0) \dots\dots\dots (\text{BAEL 91.L.III.3})$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} \times (0.018 - 0.04)$$

$$H = 4.45 \times 10^{-4} > 0 \longrightarrow \text{l'axe neutre passe par la table de compression.}$$

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$by^2 - 30A_s(d - y) = 0 \longrightarrow 0.65y^2 - 30 \times 2.26 \times (18 - y) = 0$$

$$y = 3.84 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2 = \frac{0.65 \times 3.84^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18 - 3.84)^2 = 6809.40 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{9.336 \times 10^{-3}}{6809.40 \times 10^{-3}} \times 0.0384 = 5.26 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \quad (\text{BAEL E.III.2})$$

➤ **Evaluation de la flèche :**

Si l'une de ces conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$* \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad * \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad * \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\text{On a : } \frac{h}{l} = \frac{20}{425} = 0.047 < \frac{1}{16}$$

Condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

Tel que :

$$\text{La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de : } f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm}$$

f_{gv} et f_{gi}: Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation.

➤ **Evaluation des moments en travée :**

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.99 = 2.59 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.35 = 3.47 \text{ KN/m}$$
 La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + g) = 0.65 \times (5.35 + 1.5) = 4.45 \text{ KN/m}$$
 La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.59 \times 4.5^2}{8} = 4.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.47 \times 4.5^2}{8} = 6.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.45 \times 4.5^2}{8} = 8.44 \text{ KN.m}$$

➤ **Propriété de la section :**

Position de l'axe neutre : $y = 4.18 \text{ cm}$

$$y_G = \frac{bh_0 \left(h - \frac{h_0}{2} \right) + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} \right) + 15 A_s (h - d)}{b h_0 + (h - h_0)b_0 + 15 A_s}$$

$$y_G = 6.62 \text{ cm}$$

Moment d'inertie de la section total homogène :

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{12} + b_0 \times \left(\frac{h - y_G}{3} \right)^3 - (b - b_0) \times \frac{(y_G - h_0)^3}{3} + nA(d - y_G)^2$$

$$I_0 = 11783.62 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

$$I = 8329.23 \text{ cm}^4$$

$$A_s = 2.355 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{2.355}{10 \times 18} = 0.0131$$

$$\text{Si } \mu \leq 0 \quad \mu = 0$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

➤ **Contraintes σ_s :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

➤ **Inerties fictives**

$$* \text{ If}_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \quad * \text{ If}_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \quad * \text{ If}_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \quad * \text{ If}_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

$$* \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \quad * \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \quad * \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} \longrightarrow \text{Coefficient de déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \longrightarrow \text{Coefficient de déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.10}{0.65}) \times 0.0131} = 3.25 \quad \lambda_v = 0.4 \times 3.25 = 1.3$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$Y = 4.18 \text{ cm} ; A_s = 2.355 \text{ cm}^2 ; I_0 = 11783.62 \text{ cm}^4 ; I = 8329.23 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{sj} = 109.44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = 146.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 187.51 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des inerties fictives :**

$$\mu_j = 0.52$$

$$\mu_g = 0.62$$

$$\mu_p = 0.70$$

$$I_{fij} = 5864.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = 4918.86 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = 4356.70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = 9089.20 \text{ cm}^4$$

➤ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ij} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} = \frac{4.91 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 5864.82 \times 10^{-8}} = 0.0052 \text{ m}$$

$$f_{ig} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} = \frac{6.58 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 4918.86 \times 10^{-8}} = 0.0084 \text{ m}$$

$$f_{ip} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} = \frac{8.44 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 4356.70 \times 10^{-8}} = 0.0121 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fvg}} = \frac{8.44 \times 10^{-3} \times 4.5^2}{10 \times 32164.2 \times 9089.20 \times 10^{-8}} = 0.0058 \text{ m}$$

➤ **La flèche totale Δf**

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = (0.0058 - 0.0052 + 0.0121 - 0.0084) = 0.0043 \text{ m}$$

$$\Delta f = 0.43 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.85 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

➤ **ELS :**

$$M_t^{\max} = 11.26 \text{ KN.m}$$

$$M_\alpha^{\text{rive}} = -1.20 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 11.26 \text{ KN}$$

$$M_\alpha^{\text{inter}} = -4.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{11.26 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.18^2 \times 0.65} = 0.03 < 0.186$$

$$\text{Pivot A: } \xi_{st} = 10\% \longrightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \mu_l = 0.3916$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \longrightarrow A' = 0 \quad \text{Pas d'armature comprimée}$$

➤ Calcul de A :

$$A = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$A = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.03)}) = 0.05$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.05) = 0.176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{11.26 \times 10^{-3}}{348 \times 0.176} = 1.83 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_s = 3\text{HA}10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_t \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Tableau III.12: le ferrailage des armateurs.

Désignation	A _{calculé} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	0.77	1.41	1.3	3HA10 = 2.36
Appui	0.19	1.41	0.6	3HA10 = 2.36

➤ Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 A.5.1.1) [1] :

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$V_u = 11.26 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{11.26 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.625 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min [0.2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié. Pas de risque de cisaillement}$$

➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Détermination de la valeur de « y »

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \text{ avec : } n = 15 \text{ si } (A'_s = 0) \text{ et}$$

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2.$$

➤ En travée $b = 65 \text{ cm}$

$$\frac{65}{2}y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0 \rightarrow 32.5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0$$

$$\rightarrow \sqrt{\Delta} = 289.98$$

$$y = 3.91 \text{ cm}$$

➤ En appuis $b = 10 \text{ cm}$

$$\frac{10}{2}y^2 - 15 \times 2.36(18 - y) = 0 \rightarrow 5y^2 + 35.4y - 637.2 = 0 \rightarrow \sqrt{\Delta} = 118.31$$

$$y = 8.29 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie**

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(d - c')$$

➤ En travée $b = 65 \text{ cm}$

$$I = \frac{65 \times 3.91^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 3.91)^2$$

$$I = 8323.052 \text{ cm}^4.$$

➤ En appuis $b = 10 \text{ cm}$

$$I = \frac{10 \times 8.29^3}{3} + 15 \times 2.36(18 - 8.29)^2$$

$$I = 5236.733 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \begin{cases} \text{En travée: } \sigma_{bc} = 1.95 \text{ MPa} \\ \text{En appuis: } \sigma_{bc} = 4.35 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.13: Vérification des contraintes à l'ELS.

	$M_{ser} \text{ (kN.m)}$	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$Y \text{ (cm)}$	$I \text{ (cm}^4\text{)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	1.20	2.36	3.91	8323.052	1.95	CV
Appuis	4.81	2.36	8.29	5236.733	4.35	CV

➤ **Vérification de la flèche (BAEL B.6.5.1) [1]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (**BAEL91modifié 99**) [1] :

Avec : $h = 20 \text{ cm}$ et $l = 3.10 \text{ m}$.

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

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.0645 > 0.0625 \dots \text{CV} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_U} \rightarrow 0.0645 > 0.040 \dots \text{CV} \\ \frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow 0.002 < 0.0105 \dots \text{C. N. V} \end{cases}$$

Donc il y'a un risque de la flèche, d'après le (**BAEL 91**) la flèche totale est : $\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i$

La flèche admissible est :

$$\begin{cases} \bar{f} = \frac{L}{500} \text{ si : } L < 5 \text{ m} \\ \bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} \text{ si : } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{\delta_i}} \dots \text{ Flèche due aux charges instantanées.} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{\delta_v}} \dots \text{ Flèche due aux charges différées.} \end{array} \right.$$

Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \rightarrow I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \left(\frac{20}{2} - 18 \right)^2$$

$$I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4.$$

Moment d'inertie fictif :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta_i} = \frac{I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{array} \right.$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \rightarrow \text{Pour la déformation instantanée.} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = 0.4 \lambda_i \rightarrow \text{Pour la déformation différée.} \end{array} \right.$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{2.36}{65 \times 18} = 0.002$$

$$Z = d - \frac{y}{3} = 18 - \frac{9.77}{3} = 14.74 \text{ cm}$$

$$y = \frac{\frac{bh^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = \frac{\frac{65 \times 20^2}{2} + 2.36 \times 18}{65 \times 20 + 15 \times 2.36} \rightarrow y = 9.77 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{4147.17}{2.36 \times 14.74} = 119.22 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.002 \times 119.22 + 2.1} = 1.20$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.002 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} = 21.33 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{0.002 \left(2 + 3 \times \frac{10}{65} \right)} = 8.53 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{\delta_i} = \frac{45598.93}{1 + 21.33 \times 1.20} = 1714.50 \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + 8.53 \times 1.20} = 4464.12 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E_i = 11000(f_{c28})^{1/3} = 32164,2 \text{ MPa} \\ E_v = 3700(f_{c28})^{1/3} = 10818,87 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{4147.17 \times 3.10^2 \times 10^5}{10 \times 32164,2 \times 1714.50} = 7.23 \text{ mm} \\ \delta_v = \frac{4147.17 \times 3.10^2 \times 10^5}{10 \times 10818,87 \times 4464.12} = 8.25 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\text{Alors : } \Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta\sigma_T = \sigma_v - \sigma_i = 1.02 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{3100}{500} = 6.2 \text{ mm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

➤ **Ferrailage transversal (BAEL A.7.2, 2) [1]**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h}{35}; \phi_{lmin}; \frac{b_0}{10} \right] \rightarrow \phi_t < 0.57 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte : } A_t = 2\phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement S_t (BAEL A.5.1, 22) [1]**

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(0.9 \times 18; 40 \text{ cm}) = (16,2; 40 \text{ cm})$$

$$\rightarrow S_{t1} \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{1.01 \times 400}{0.4 \times 10} = 101 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_{t2} \leq 101 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 1.01 \times 400}{10 \times |(0.6 - 0.3 \times 2.1)|} = 1077.33 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_{t3} \leq 1077.33 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(16.2; 101; 1077.33)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Les poutrelles dans la terrasse :**

$$M_t^{\max} = 9.84 \text{ KN.m}$$

$$M_\alpha^{\text{rive}} = -1.20 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 17.39 \text{ KN.m}$$

$$M_\alpha^{\text{inter}} = -4.81 \text{ KN.m}$$

Tableau III.14: Les résultats de ferrailage des poutrelles.

M_a (kN.m)	μ	μ_l	α	Z (cm)	A_s (cm ²)
17.38	0.058	0.392	0.075	0.174	1.96

➤ **En appui**

Le moment sur appui est négatif, donc le béton de la dalle se trouve dans la zone tendue, alors nous considérons une section de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

Tableau III.15: Les résultats de ferrailage des poutrelles.

M_a (kN.m)	μ	μ_1	α	Z (cm)	A_s (cm ²)
1.20	0.08	0.392	0.10	172.8	0.61

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 A.5.1.1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{d \cdot b_0} = \frac{17.39 \times 10^{-3}}{0.18 \times 0.1} = 0.966 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \min [0.2f_{c28/yb} ; 5 \text{ MPa}] = 3.33 \text{ MPa (fissuration peu nuisible)}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié. Pas de risque de cisaillement}$$

❖ **Ferrailage de la dalle de compression (BAEL B.6.8, 423) [1]**

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage auquel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

D'après (BAEL B.6.8, 423) les sections des armatures sont calculées comme suit :

$$a- \begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} & \text{si } L \leq 50 \text{ cm} \\ A_{\perp} = \frac{4 \cdot L}{f_e} & \text{si } 50 \text{ cm} < L \leq 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$b- A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

L : distance entre l'axe des poutrelles ($L = 65 \text{ cm}$).

A_{\perp} : Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$A_{//}$: Diamètre parallèle aux poutrelles.

$$f_e = 400 \text{ MPA}$$

On a: $L = 65 \text{ cm}$

$$a- A_{\perp} = \frac{3.4 \times 65}{400} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte 5T6 = 1.41 cm².

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_{\perp}}{4} = \frac{1.41}{4} = 0.35 \text{ cm}^2$$

Soit 5T6 → $A = 1.41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudés de diamètre $\phi 6$ dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

$$b- A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A_{//} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : 5 $\phi 6$ = 1.41 cm².

III.2.5 Schéma du ferrailage :

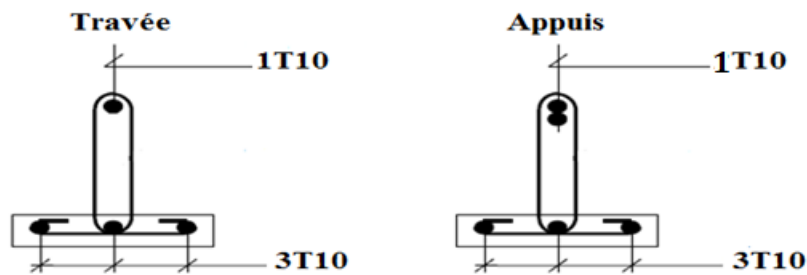


Figure III.8: Schéma de Ferrailage de nervure (16+4).

III.3 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

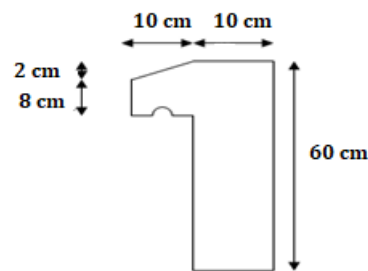


Figure III.9: Type d'acrotère.

Il est réalisé en béton armé, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastree au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, Dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure.

III.3.1 Evaluation des Charges :

Poids propre de l'acrotère : $G = 1.72 \text{ KN/ml}$

Surcharge (la main courante) : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$

- Forces horizontales F_P sont calculée par la formule suivante :

$$F_P = 4A \times CP \times WP \dots \dots \text{RPA 99 version 2003 (Art 6. 2. 3)} [5]$$

$A = 0,15$ Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa),

$CP = 0,8$ Facteur de force horizontale (tableau 6. 1, RPA99/V2003). [5]

$WP = G_{ac} = 1.72 \text{ KN/ml}$ (Poids propre de l'acrotère).

$$FP = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,72 = 0,82 \text{ KN/ml}$$

$$FP \leq 1,5Q; 0,82 \leq 1,5 \text{ (condition vérifiée)}$$

Donc on fait le calcul avec **Q**.

III.3.2 Sollicitations :

a) Etat limite ultime:

$$Nu = 1,35NG = 1,35 \times 1,72 = 2,322 \text{ KN/ml}$$

$$Mu = 1,5NQ.h = 1,5 \times 0,100 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m/ml}$$

b) Etat limite de service :

$$Nser = NG = 0,172 = 1,72 \text{ KN/ml}$$

$$Mser = NQ = 0,100 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m/ml}$$

III.3.3 Ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (Fig.III.2).

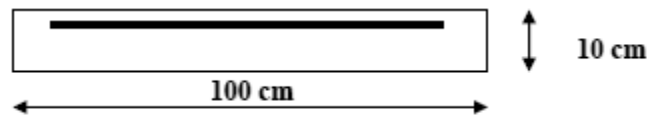


Figure III.10:Section théorique pour le ferrailage de l'acrotère.

Les dimensions de la section :

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 10 = 09 \text{ cm}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable parce que ce sont des éléments qui sont exposés aux intempéries, (variation de température, eau, neige, etc. ...).Le calcul se fera alors à l'ELU et à l'ELS.

III.3.3.1 Calcul à l'E.L.U :

Selon l'article A.4-4 du B.A.E.L91, on adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 \text{ Tel que } e_1 = e_0 + e_a$$

e_0 : Excentricité de la résultante des contraintes normales.

e_2 : Excentricité dus aux effets de second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle.

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,09}{2,322} = 0,039 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4.h} (2 + \alpha\phi)$$

Calcul de l'élancement :

$$l_f = 2l_0 = 2 \times 0,6 = 1,2 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{avec: } I = \frac{b \cdot h^3}{12}; B = b \times h; i = 0,029$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1,2}{0,029} = 41,38$$

$$\lambda_{\max} \leq \max(50, \min[67 \times e_0/h, 100])$$

$$\lambda_{\max} \leq 100$$

$$\lambda = 41,38 < 100$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire un calcul au flambement.

$$\alpha = 10(1 - \mu_u/1,5 \cdot M_{ser}) = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{10^4 \cdot 0,1} \times 2 = 0,0086 \text{ m}$$

$$e_a > \max\left(2\text{cm}, \frac{1}{250}\right) = \max\left(2\text{cm}, \frac{60}{250}\right) \Rightarrow e_a = 0,02 \text{ m}$$

$$e_1 = 0,39 + 0,02 = 0,41 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,41 + 0,0086 = 0,419 \text{ m}$$

$$\text{On a: } \frac{l_f}{h} = 12$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max\left(15, \frac{20 \cdot e_1}{h}\right) = 82 \Rightarrow \text{On tiendra compte des effets du second ordre.}$$

On majore N_u, μ_u ; tel que la méthode forfaitaire consiste à tenir compte des effets du second ordre en introduisant l'excentricité totale :

→ **La sollicitation corrigée :**

$$N'_u = 2,322 \text{ KN}$$

$$M'_u = N'_u \times (e_1 + e_2) = 2,322 \times 0,419 = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = M'_u + N'_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 0,97 + 2,322 \times \left(0,09 - \frac{0,1}{2}\right)$$

$$M_{ua} = 1,06 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera par assimilation à la flexion simple.

❖ **1^{ère} étape : étape fictive :**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,106}{0,09^2 \times 14,17} \times 10^{-2} = 0,0092 \Rightarrow \mu = 0,0109 < 0,186 \quad \text{domaine 1.}$$

$$\mu < 0,186 \Rightarrow \text{pas d'acier comprimé (SSAC)}$$

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

$$\alpha = 0,013$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,089 \text{ m}$$

$$\varepsilon = 10 \text{ ‰}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \left(\frac{0.106}{0.089 \times 348} \right) \times 10^{-2}$$

$$A_s = 0.34 \text{ cm}^2$$

❖ 2^{ème} étape : Retour à la section réelle :

La section des armatures tendues dont la section réelle est (Au).

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \sigma_s \cdot 10$$

$$A_u = 0.34 \times 10 - 4 - \frac{0.2322 \times 10^{-2}}{348} = 0.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

III.3.3 Vérification à ELS :

$$M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = 1.72 \text{ KN/ml.}$$

➤ Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{1.72} = 0.35 \text{ m} \Rightarrow e_0 = 35 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0.10}{6} = 0.0167 \text{ m} \Rightarrow e_1 = 1.67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée (SPC)

On calculera la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fléchissant par rapport au *c. d. g* des armatures tendues.

$$M_{ser}/A = M_{ser} + N_{ser} \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.6 + 1.72 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 0.67 \text{ KN.m/ml}$$

La contrainte du béton est donnée / ELS: $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte de l'acier : Selon la rectification 99 du BAEL91

Arti.A.4.5.33 (cas de fissuration *préjudiciable*).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; \max \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$X = \frac{15 \times \bar{\sigma}_{bc}}{15 \times \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 201.63} \times 0.09 = 0.047 \text{ m}$$

$$Z = d - \frac{X}{3} = 0.09 - \frac{0.047}{3} = 0.074 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{1}{2} b X \bar{\sigma}_{bc} Z = 1/2 (1 \times 0.047 \times 15 \times 0.074) = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$$M_{ser}/A = 0.067 \times 10 - 2 \text{ MN.m/ml} < M_1 = 0.026 \text{ MN.m/ml}$$

$M_{ser}/A < M_1 \Rightarrow$ Section sans armatures comprimées (SSAC)

$$A_{ser1} = \frac{M_{ser}}{z \bar{\sigma}_{st}} = \frac{0.067 \times 10^{-2}}{0.074 \times 201.63} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{ser} = A_{ser1} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} = 0.45 \times 10^{-4} - \frac{0.172 \times 10^{-2}}{201.63}$$

$$A_{ser} = 0.36 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité**

$$A_{min} > \frac{0.23 b_o d f_{t28}}{f_e} = 1.09 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc $A_s > \max (A_s; A_{ser}; A_{min})$

Qui nous donne **4HA8** = 2,01cm²/ml espacée de 25cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$$

On adopte **4HA6** avec un espacement de 15 cm

IV.3.3 Vérification au cisaillement

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa} \right) = 2.5\text{MPa}$$

$$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \text{ KN / ml}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.017\text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée

Il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales, les armatures de répartition sont suffisantes.

III.4 Schéma du ferrailage :

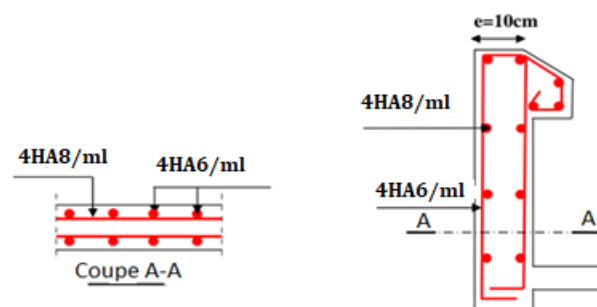


Figure III.10: Disposition constructive des armatures de l'acrotère.

III.4 Balcon :

Le balcon est d'une dalle pleine encastré dans les poutres, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanents G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre p (poids propre de garde -corps), et une charge d'exploitation Q. Les balcons --sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrées.

III.4.1 Evaluation des charges :

$$G = 5.1 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour 1ml:

$$G = 5.1 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}$$

$$P = 1 \text{ KN}$$

Le calcul peut se fait pour une bande de 1m.

Sollicitations :

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

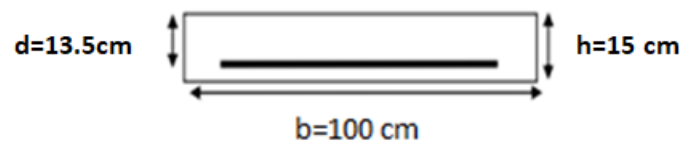


Figure III.11: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III.4.2 Type 01 de balcon:

$$L_x = 1.25 \text{ m} \quad L_y = 7.90 \text{ m.}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.25}{7.90} = 0.16$$

$$\rho = 0,16 < 0,4 \text{ La dalle travaille dans selon } \ll l_x \gg$$

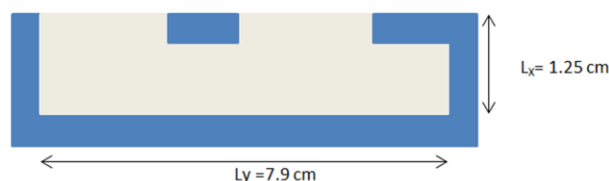


Figure III.12 : dalle sur 04 appuis

III.4.2.1 Combinaisons et sollicitations :**A) L'ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = 1.35 \times 5.1 + 1.5 \times 3.50 = 12.13 \text{ KN / ml}$$

$$q_u = 1.35 \times p = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN/m}$$

$$P_{\text{ser}} = G + Q = 5.1 + 3.50 = 8.6 \text{ KN / ml}$$

$$q_u = p = 1 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} + P_u \times L = \frac{12.13 \times 1.25^2}{2} + 12.13 \times 1.25$$

$$M_u = 11.16 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L + P_u$$

$$= 1.35 \times 1.25 + 12.13$$

$$T_u = 16.5 \text{ KN}$$

B) L'ELS :

$$P_{\text{ser}} = G + Q = 5.1 + 3.50 = 8.6 \text{ KN / ml}$$

$$M_s = \frac{P_s \cdot L^2}{2} + P_s \times L = \frac{8.6 \times 1.25^2}{2} + 8.6 \times 1.25$$

$$M_s = 8 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q_s \times L + P_s$$

$$= 1 \times 1.25 + 8.6$$

$$T_s = 11.75 \text{ KN}$$

III.4.2.2 Calcul de ferrailage:

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple à L'ELU:

$$b = 1 \text{ m} / h = 15 \text{ cm} / d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{11.16 \times 10^6}{14.17 \cdot 1000 \cdot 135^2} = 0.043 < 0.057$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.073$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 131.05$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{11.16 \times 10^6}{131.05 \times 348} = 2.45 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.45 \text{ cm}^2$$

❖ Conditions non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2$

$$A_s = \max(A_{\min}, A_{\text{cal}})$$

Donc : $A_s = \max(A_{\text{cal}} = 2.45; A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2)$

On adopte : 3HA12 $\rightarrow A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ Espacement maximal

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 15 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \leq 33\text{cm} \dots \text{CV}$$

❖ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3.39}{4} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8 = 1.51 cm²

III.4.2.3 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{16.5 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.12 \text{ MPa}$$

❖ Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3.33 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.12 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Remarque :

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.4.2.4 Vérification à E.L.S :

On vérifie que :

$$\sigma_b = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

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

$$\text{La position de l'axe neutre : } \frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$n(y - d')A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot 100 \cdot y^2 - 15 \times 3.39 \times (13.5 - y) = 0$$

$$y = 3.23$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA'_s(d - y)^2 + nA_{st}(d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : moment d'inertie.

n = 15

$$I_t = \frac{100 \times 3.23^3}{3} + 15 \times 3.39(13.5 - 3.23)^2 = 6486.6\text{cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{8 \times 10^6 \times 32.3}{6486.6 \times 10^4} = 4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4 < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{vérifiée}$$

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

III.4.2.5 Vérification de la flèche (BAELB.6.5.1) [1]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_c} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.25} = 0.12 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.15}{1.25} = 0.12 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.1 \quad \text{CV} \\ \frac{3.39}{100 \times 13.5} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifier donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.4.2.6 Schéma du ferrailage :

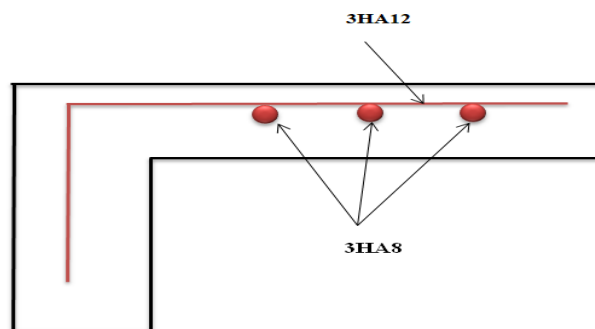


Figure III.13 Schéma de ferrailage du balcon.

III.4.3 Type 02 de balcon:

$$L_x = 1.3\text{m} \quad L_y = 3.5\text{m}.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.3}{3.5} = 0.37$$

$$\rho = 0,37 < 0,4 \text{ La dalle travaille dans selon « } l_x \text{ »}$$

Le calcul peut se fait pour une bande de 1m.

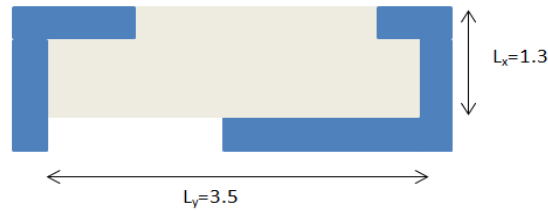


Figure III.14: dalle sur 04 appuis.

III.4.3.1 Sollicitations :

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

A) L'ELU :

Calcul des sollicitations :

$$M_u = \frac{P_u \times L^2}{2} + P_u \times L = \frac{12.13 \times 1.3^2}{2} + 1.35 \times 1.3$$

$$M_u = 12 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \times L + P_u \\ = 12.13 \times 1.3 + 1.35$$

$$T_u = 17.12 \text{ KN}$$

B) L'ELS :

$$P_{ser} = G + Q = 5.1 + 3.50 = 8.6 \text{ KN / ml}$$

$$M_s = \frac{P_s \cdot L^2}{2} + P_s \times L = \frac{8.6 \times 1.3^2}{2} + 1 \times 1.3$$

$$M_s = 8.6 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q_s \times L + P_s \\ = 8.6 \times 1.3 + 1$$

$$T_s = 12.2 \text{ KN}$$

III.4.3.2 Calcul de ferrailage:

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple à L'ELU:

$$B = 1 \text{ m} / h = 15 \text{ cm} / d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \quad / \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) / Z = d(1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s}$$

❖ Conditions non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_{min}, A_{cal})$$

❖ Espacement maximal

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 15 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

❖ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.62}{4} = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3HA8 = 1.51 cm²

Tableau III.16: Tableau de ferrailage à l'ELU.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	S_t
12	0.046	0.06	131.76	2.62	1.73	2HA10+ 1HA12 = 2.7	25

III.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 1) [1]

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{b \times d} = \frac{19.54 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.127 \text{ MPa}$$

❖ Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.127 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Remarque:

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.4.3.4 Vérification à E.L.S :

$$\text{On vérifie que : } \sigma_b = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

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

$$\text{La position de l'axe neutre: } \frac{1}{2}by^2 + n(y - d')A'_s - nA_{st}(d - y) = 0$$

$$n(y - d')A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \cdot 100 \cdot y^2 - 15 \times 2.7 \times (13.5 - y) = 0$$

$$y = 2.93$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA'_s(d - y)^2 + nA_{st}(d - y)^2$$

y : distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I: moment d'inertie.

$$n = 15$$

Il n'ya pas risque de fissuration du béton en compression.

Tableau III.17: Vérification des contraintes à l'ELS.

M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
8.6	2.7	2.93	5363.32	4.7	Vérifié

III.4.3.5 Vérification de la flèche (BAELB.6.5.1)

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.3} = 0.115 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.15}{1.3} = 0.115 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.1 \quad \text{CV} \\ \frac{2.7}{100 \times 13.5} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifier donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.4.3.6 Schéma du ferrailage :

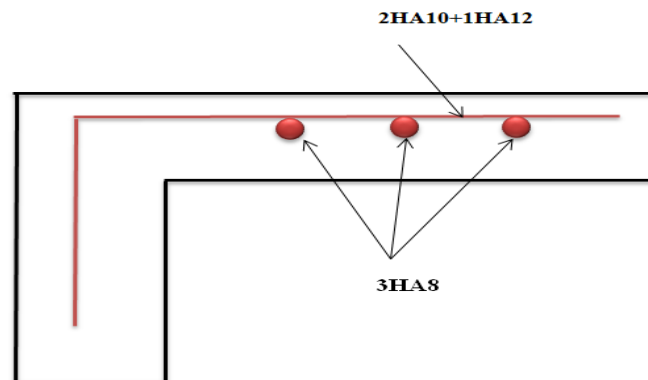


Figure III.12: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

III.5 Les escaliers :

L'escalier travaille à la flexion simple. On considère la dalle comme une poutre sollicitée à une charge uniformément répartie, et en tenant compte des types d'appuis sur lesquels elle repose.

III.5.1 Charges et surcharges :

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_v = 7.72 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Le palier : } \begin{cases} G_p = 4.61 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Avec :

Gv: Charge permanente de la volée.

Qv: Charge variable de la volée.

Gp: Charge permanente du palier.

Qp: Charge variable du palier.

III.5.2 L'étude de la première partie d'escaliers de RDC:

III.5.2.2 Schéma statique :

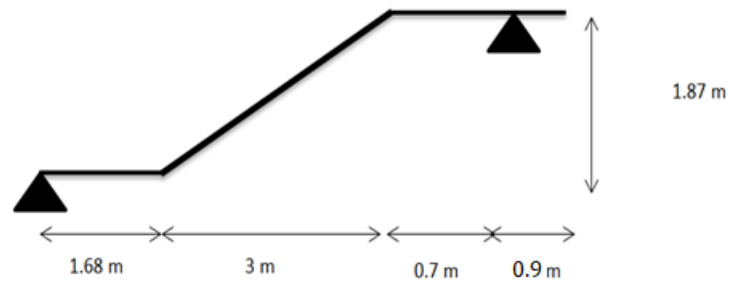


Figure III.13:Schéma d'escaliers.

III.5.2.2 Combinaisons des charges :

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$
 Charge de mur extérieur :

$$q_{\text{mur}} = G (H - e) \times 1\text{m}$$

$$q_{\text{mur}} = 3.5(1.83 - 0.15) \times 1$$

$$q_{\text{mur}} = 5.21 \text{ KN}$$

L'ELU: $P_u = 1.35G + 1.5Q$

L'ELS: $P_s = G+Q$

Tableau III.18:Les combinaisons des charges d'escalier.

Désignation	Paillasse KN/ml	Palier KN/ml	Mur KN
ELU	14.17	9.97	7.03
ELS	10.22	7.11	5.21

III.5.2.3 Calcul des sollicitations :

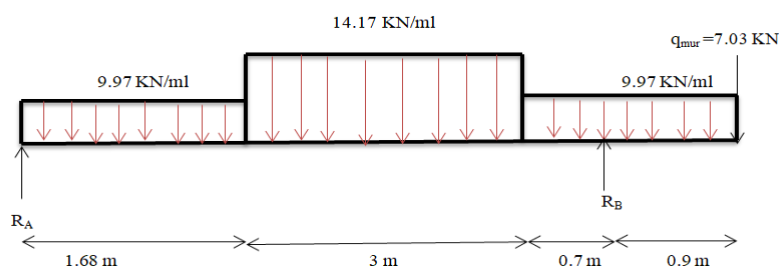


Figure III.14:Schéma statique d'escalier (01).

A) ELU

• Calcul des réactions :

$$\sum F_V = 0$$

$$R_A + R_B = 1,68 \times q_u^p + 3 \times q_u^v + 1,6 \times q_u^p + 7,03$$

$$R_A + R_B = 1,68 \times 9,97 + 14,17 \times 3 + 1,6 \times 9,97 + 7,03$$

$$R_A + R_B = 82,2 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$9,97 \times \frac{1,68^2}{2} + 14,17 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1,68\right) + 9,97 \times 1,6 \times (5,48) + 7,03 \times 6,28 - R_B \times 5,38 = 0$$

$$R_B = \frac{280,81}{5,38} = 52,2 \text{ KN}$$

$$R_A = 30 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

→ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 1,68\text{m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 30 - 9,97 X$$

$$\text{Pour } x=0 \text{ m} \quad V = 30 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=1,68 \text{ m} \quad V = 13,25 \text{ KN}$$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_{(x)} = 30X - 9,97 \times \frac{X^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \quad M_{(x=0)} = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1,68\text{m} \quad M_{(x=1,68)} = 36,30 \text{ KN.m}$$

→ **2^{ème} tronçon** : $1,68 \leq x \leq 4,68\text{m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 30 - 9,97 \times 1,68 - 14,17(X - 1,68)$$

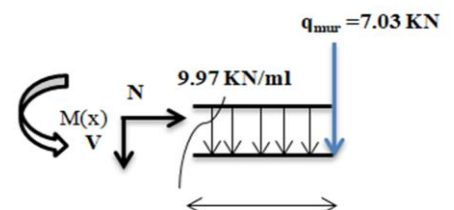
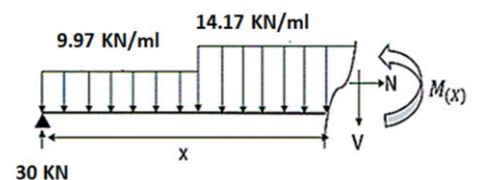
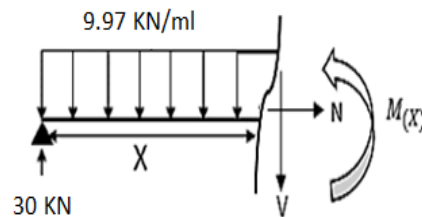
$$\text{Pour } x = 1,68 \text{ m} \quad V = 13,25 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 4,68 \text{ m} \quad V = -30 \text{ KN}$$

$$M_{(x)} = 30X - 9,97 \times 1,68 \left(X - \frac{1,68}{2}\right) - 14,17 \frac{(X - 1,68)^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 1,68 \text{ m} \quad M_{(x=1,68)} = 36,30 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 4,68 \text{ m} \quad M_{(x=4,68)} = 12,31 \text{ KN.m}$$



→ **3^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 0.9\text{m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = -7.03 - 9.97 \times X$$

Pour $x = 0 \text{ m}$ $V = -7.03\text{KN}$

Pour $x = 1.6 \text{ m}$ $V = -16\text{KN}$

$$M_{(x)} = 9.97 \times \frac{X^2}{2} + 7.03 \times X$$

Pour $x = 0 \text{ m}$ $M_{(x=0)} = 0 \text{ KN.m}$

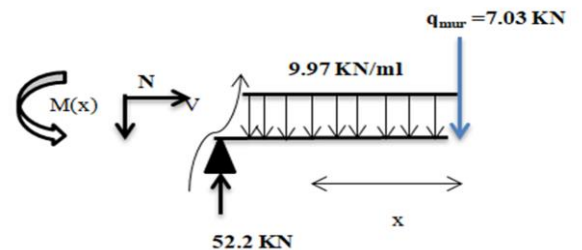
Pour $x = 0.9 \text{ m}$ $M_{(x=0.9)} = 10.4\text{KN.m}$

→ **4^{ème} tronçon** : $0.9 \leq x \leq 1.6\text{m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = -7.03 - 9.97 \times X + 52.2$$

Pour $x = 0.9 \text{ m}$ $V = 36.19\text{KN}$

Pour $x = 1.6 \text{ m}$ $V = 30 \text{ KN}$



$$M_{(x)} = 9.97 \times \frac{X^2}{2} + 7.03 \times X - 52.2 \times (X - 0.9)$$

Pour $x = 0.9 \text{ m}$ $M_{(x=0.9)} = 10.4\text{KN.m}$

Pour $x = 1.6 \text{ m}$ $M_{(x=1.6)} = -12.5\text{KN.m}$

On trouve : $\begin{cases} T_{\max} = 36.2 \text{ KN} \\ M_{\max} = 36.3 \text{ KN} \end{cases}$

- **Le moment sur appuis**

$$M^a = 0.3M_0 = 11\text{KN/m}$$

- **Le moment sur travée**

$$M^t = 0.85M_0 = 30.85\text{KN.m}$$

B) ELS

- **Calcul des sollicitations :**

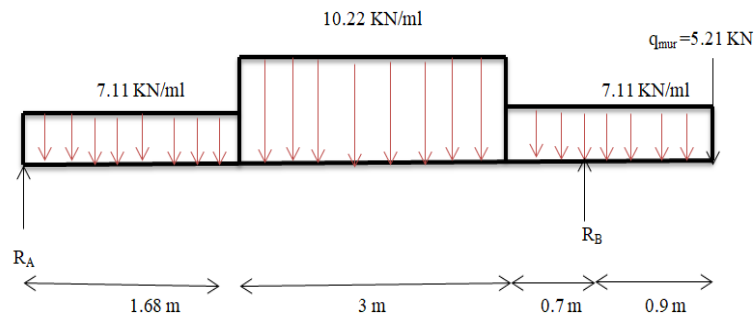


Figure III.15 : Schéma statique d'escalier (02).

• **Calcul des réactions :**

$$\sum F_V = 0$$

$$R_A + R_B = 2.45 \times q_s^p + 2.4 \times q_s^v + 1.6 \times q_s^p + 7.03$$

$$R_A + R_B = 1.68 \times 7.11 + 10.22 \times 3 + 1.6 \times 7.11 + 5.21$$

$$R_A + R_B = 60 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$7.11 \times \frac{1.68^2}{2} + 10.22 \times 3 \times \left(\frac{3}{2} + 1.68\right) + 7.11 \times 1.6 \times (5.48) + 5.21 \times 6.28 - R_B \times 5.38 = 0$$

$$R_B = \frac{202.6}{5.38} = 37.6 \text{ KN}$$

$$R_A = 22.4 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

→ **1^{er} tronçon :** $0 \leq x \leq 2.45\text{m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 22.4 - 7.11 X$$

Pour $x = 0 \text{ m} \quad V = 22.4 \text{ KN}$

Pour $x = 1,68 \text{ m} \quad V = 10.4 \text{ KN}$

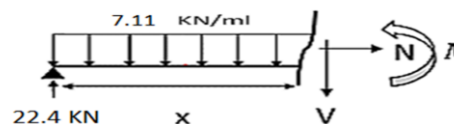
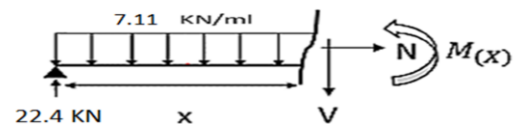
$$\sum M/x = 0$$

$$M_{(x)} = 22.4X - 7.11 \times \frac{X^2}{2}$$

Pour $x = 0 \text{ m} \quad M_{(x=0)} = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 2.45 \text{ m} \quad M_{(x=2.45)} = 27.6 \text{ KN.m}$

→ **2^{ème} tronçon :** $2.45 \leq x \leq 4.85\text{m}$



$$\sum F_V = 0 \quad V = 22.4 - 7.11 \times 1.68 + 10.22(X - 1.68)$$

$$\text{Pour } x = 2.45 \text{ m} \quad V = 10.45 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 4.85 \text{ m} \quad V = -20.14 \text{ KN}$$

$$M_{(x)} = 22.4X - 7.11 \times 1.68 \left(X - \frac{1.68}{2} \right) - 10.22 \frac{(X - 1.68)^2}{2}$$

$$\text{Pour } x = 2.45 \text{ m} \quad M_{(x=2.45)} = 27.6 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 4.85 \text{ m} \quad M_{(x=4.85)} = 13.06 \text{ KN.m}$$

→ **3^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = -5.21 - 7.11 \times X$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \quad V = -5.21 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 0.9 \text{ m} \quad V = -11.6 \text{ KN}$$

$$M_{(x)} = 7.11 \times \frac{X^2}{2} + 5.21 \times X$$

$$\text{Pour } x = 0 \text{ m} \quad M_{(x=0)} = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 0.9 \text{ m} \quad M_{(x=0.9)} = 7.56 \text{ KN.m}$$

→ **4^{ème} tronçon** : $0.9 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = -5.21 - 7.11 \times X + 37.6$$

$$\text{Pour } x = 0.9 \text{ m} \quad V = 26 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 1.6 \text{ m} \quad V = 21 \text{ KN}$$

$$M_{(x)} = 97.11 \times \frac{X^2}{2} + 5.21 \times X - 52 \times (X - 0.9)$$

$$\text{Pour } x = 0.9 \text{ m} \quad M_{(x=0.9)} = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1.6 \text{ m} \quad M_{(x=1.6)} = -8.88 \text{ KN.m}$$

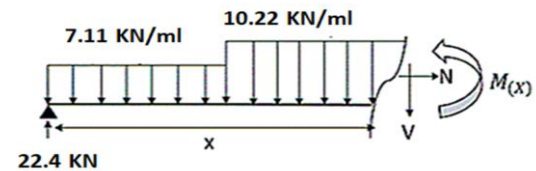
$$\text{On trouve : } \begin{cases} T_{\max} = 26 \text{ KN} \\ M_{\max} = 27.6 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Le moment sur appuis**

$$M^a = 0.3M_0 = 8.25 \text{ KN/m}$$

- **Le moment sur travée**

$$M^t = 0.85M_0 = 23.5 \text{ KN.m}$$



III.5.2.4 Calcul de Ferrailage :

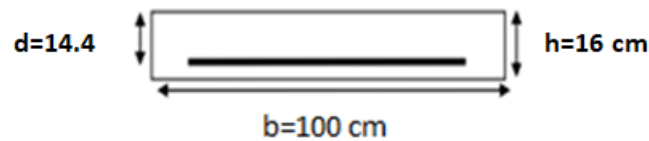


Figure III.16:Section à ferrailer.

❖ En appuis

$$M_a = 11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{11 \times 10^6}{1000 \times 144^2 \times 14.17} = 0.037$$

$$\mu_{bu} = 0.037 \leq \mu_{AB} = 0.186 \quad \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.037 \leq \mu_1 = 0.392 \quad \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.037}) = 0.047$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 144(1 - 0.4 \times 0.047) = 141.3 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{11 \times 10^6}{141.3 \times \frac{400}{1.15}} = 223.8 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 2.24 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 1000 \times 144 \times \frac{2.1}{400} = 173.88 \text{ mm}^2 = 1.73 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc } A_s = \max(A_{\text{cal}} = 2.24; A_{\min} = 1.73 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : } 3\text{HA}10 \rightarrow A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

❖ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.24}{4} = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

● Armatures longitudinales

$$S_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

❖ Armatures transversales

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 16 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifié}$$

Tableau III.19.:ferraillage à l'ELU d'appuis.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	S_t
11	0.042	0.053	141	2.50	1.73	3HA10 = 2.36	25

❖ Sur travée

$$M_t = 30.85 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{30.85 \times 10^6}{1000 \times 144^2 \times 14.17} = 0.1$$

$$\mu_{bu} = 0.1 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.1 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.1}) = 0.13$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 144(1 - 0.4 \times 0.13) = 143.95 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{30.85 \times 10^6}{143.95 \times \frac{400}{1.15}} = 616.14 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 6.16 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité :

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times 1000 \times 144 \times \frac{2.1}{400} = 173.8 \text{ mm}^2 = 1.74 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max(A_{cal} = 6.16 \text{ cm}^2; A_{min} = 1.74 \text{ cm}^2)$$

$$\text{On adopte : } 4\text{HA14 soit } A_s = 6.16 \text{ cm}^2$$

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.16}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2\text{HA10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

• Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 16 \text{ cm}; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \leq 33 \text{ cm} \dots \text{ CV}$$

❖ Armatures transversales :

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(4 \times 16 \text{ cm}; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \leq 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Tableau III.20:ferraillage à l'ELU sur appuis.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2)$	S_t
30.85	0.1	0.13	143.95	6.16	1.74	4HA14 = 6.16	25

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{26 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ MPa}$$

❖ **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(3.33\text{MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.19\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \text{vérifié.}$$

Remarque:

Pas de risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• **Vérification des contraintes à l'ELS**

❖ **En travée**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

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

❖ **Position de l'axe neutre :**

$$\eta = 15A_s = 0A_s = 6.16$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + n(d - y)A_s - n(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 \times y^2 - 15 \times (14.4 - y) \times 6.16 = 0$$

$$y = 4.31\text{cm}$$

❖ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n(d - y)^2 A_s + n(d - y)A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 4.31^3 + 15 \times (14.4 - 4.31)^2 \times 6.16 = 12075.83 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{23.5 \times 10^6 \times 43.1}{12075.83 \times 10^4} = 8.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.85\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

Les résultats trouvés en travée et sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.21: Vérification des contraintes à l'ELS sur travée.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
23.5	6.16	4.31	12075.83	8.35	Vérifié

❖ **Sur appuis :****Tableau III.22:** Vérification des contraintes à l'ELS sur appuis.

$M_{ser}(KN.m)$	$A_s(cm^2)$	$Y(cm)$	$I(cm^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
8.28	2.36	2.85	5494.06	4.3	vérifié

• **Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.16}{6.28} = 0.025 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV} \\ \frac{0.16}{3} = 0.053 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.08 \quad \text{CV} \\ \frac{6.16}{100 \times 14.4} = 0.004 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les conditions suivant ne sont pas vérifiées donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

A) Calcul de la flèche (BAEL 91)

La flèche totale : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Avec :

$y = 4.16 \text{ cm}$; $M_{ser} = 27.6 \text{ KN/m}$; $M_{ts} = 23.5 \text{ KN/m}$; $d = 14.4 \text{ cm}$; $L = 3 \text{ m}$;

$h = 16 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $\bar{f} = L/500$

$$y_G = \frac{15 \times \frac{h^2}{2} + 15A_t \times d}{b_0 h + 15A_t}$$

$$y_G = 1.14 \text{ cm}$$

→ **Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 »**

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b(h - y_G)^3}{3} + 15A_t(d - y_G)^2 + 15A_s'(y_G - d)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 1.14^3}{3} + \frac{100 \times (16 - 1.14)^3}{3} + 15 \times 6.16 \times (14.4 - 1.14)^2$$

$$I_0 = 125675.16$$

→ **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{6.16}{100 \times 14.4} = 0.004 \rightarrow \rho = 0.004$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.004} = 5.25 \rightarrow \lambda_i = 5.25$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.004} = 2.1 \rightarrow \lambda_v = 2.1$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \rightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 107214.2 \quad \rightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 311.15 \quad \rightarrow \sigma_s = 243.10 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.004 \times 311.15 + 2.1} \right] = 0.48 \rightarrow \mu = 0.48$$

→ **Moment d'inertie fictive**

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 125675.16}{1 + 5.2 \times 0.48} = 39543.1 \rightarrow I_{fi} = 39543.1$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 125675.16}{1 + 2.1 \times 0.48} = 68846 \rightarrow I_{fv} = 68846 \text{ cm}^4$$

→ **La flèche :**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{27.6 \times 10^6 \times (3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 39543.1 \times 10^4} = 1.95 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{27.6 \times 10^6 \times (3 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 68846 \times 10^4} = 3.36 \text{ mm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 3.36 - 1.95 \leq \frac{3000}{500}$$

$$\Delta f_t = 1.41 \leq \bar{f} = 6 \text{ mm ... CV}$$

III.5.3.4 Schéma de ferrailage :

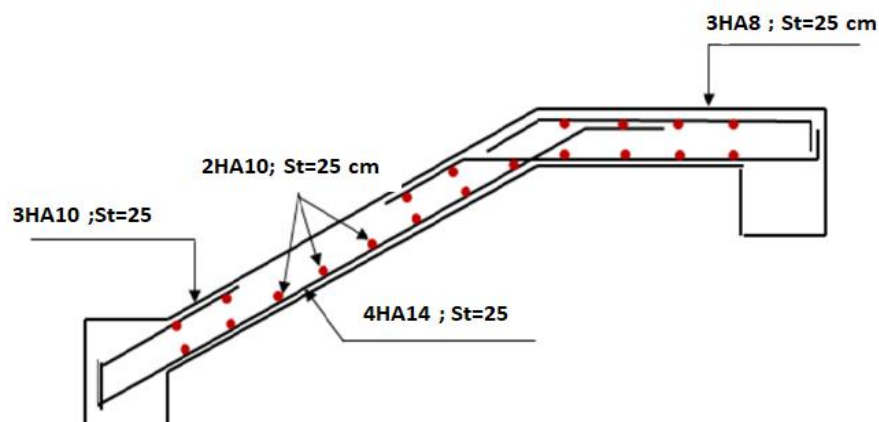


Figure III.21: Schéma de ferrailage

III.5.3 L'étude de la 2^{ème} partie d'escaliers de RDC :

III.5.3.1 Schéma statique :

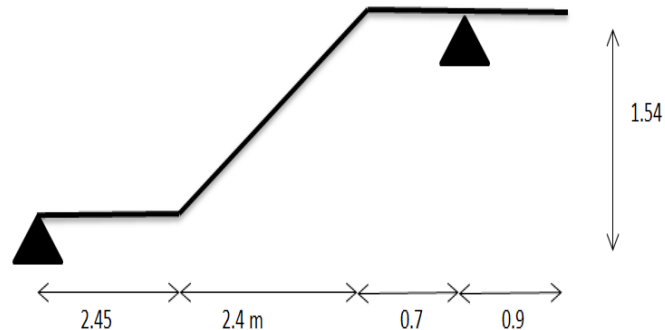


Figure III.22: Schéma d'escaliers.

III.5.3.2 Calcul des sollicitations :

A) A L'ELU :

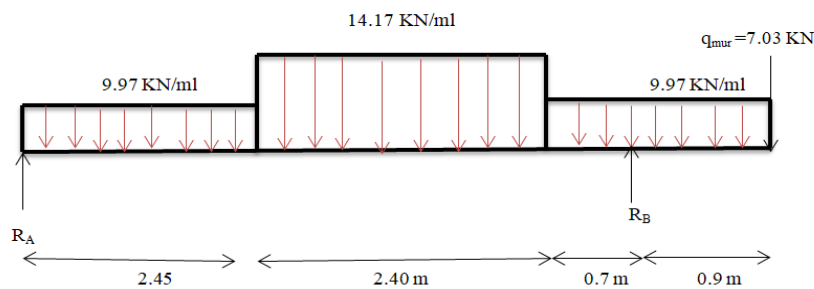


Figure III.23: Schéma statique d'escalier a l'ELU.

• Calcul des réactions :

$$\sum F_V = 0$$

$$R_A + R_B = 2.45 \times q_u^p + 2.4 \times q_u^v + 1.6 \times q_u^p + 7.03$$

$$R_A + R_B = 2.45 \times 9.97 + 14.17 \times 2.4 + 1.6 \times 9.97 + 7.03$$

$$R_A + R_B = 81 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$9.97 \times \frac{2.45^2}{2} + 14.17 \times 2.45 \times \left(\frac{2.4}{2} + 2.45 \right) + 9.97 \times 1.6 \times (5.56) + 7.03 \times 6.45 - R_B \times 5.55 = 0$$

$$R_B = \frac{290}{5.55} = 52 \text{ KN}$$

$$R_A = 29 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

→ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 2.45 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 29 - 9.97 X$$

Pour $x=0 \text{ m}$ $V = 29 \text{ KN}$

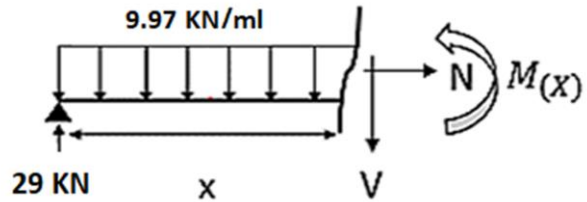
Pour $x=1,68 \text{ m}$ $V = 4.6 \text{ KN}$

$$\sum M/x = 0$$

$$M_{(x)} = 29 \times X - 9.97 \times \frac{X^2}{2}$$

Pour $x = 0 \text{ m}$ $M_{(x=0)} = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 2.45 \text{ m}$ $M_{(x=2.45)} = 41.12 \text{ KN.m}$



→ **2^{ème} tronçon** : $2.45 \leq x \leq 4.85 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 29 - 9.97 \times 2.45 + 14.17(X - 2.45)$$

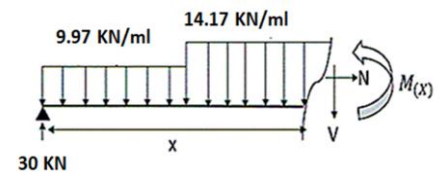
Pour $x = 2.45 \text{ m}$ $V = 4.6 \text{ KN}$

Pour $x = 4.85 \text{ m}$ $V = -30 \text{ KN}$

$$M_{(x)} = 29X - 9.97 \times 2.45 \left(X - \frac{2.45}{2} \right) - 14.17 \frac{(X - 2.45)^2}{2}$$

Pour $x = 2.45 \text{ m}$ $M_{(x=2.45)} = 41.12 \text{ KN.m}$

Pour $x = 4.85 \text{ m}$ $M_{(x=4.85)} = 11.3 \text{ KN.m}$



→ **3^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 0.9 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = -7.03 - 9.97 \times X$$

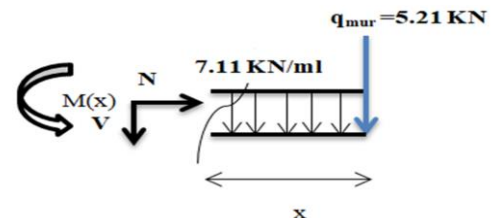
Pour $x = 0 \text{ m}$ $V = -7.03 \text{ KN}$

Pour $x = 0.9 \text{ m}$ $V = -16 \text{ KN}$

$$M_{(x)} = 9.97 \times \frac{X^2}{2} + 7.03 \times X$$

Pour $x = 0 \text{ m}$ $M_{(x=0)} = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 0.9 \text{ m}$ $M_{(x=0.9)} = 10.4 \text{ KN.m}$



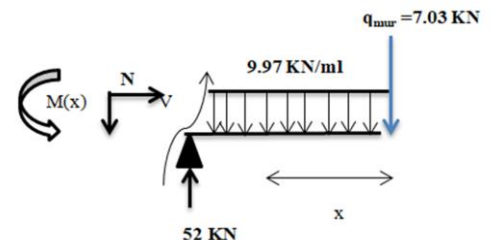
→ **4^{ème} tronçon** : $0.9 \leq x \leq 1.6 \text{ m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = -7.03 - 9.97 \times X + 52$$

Pour $x = 0.9 \text{ m}$ $V = 36 \text{ KN}$

Pour $x = 1.6 \text{ m}$ $V = 30 \text{ KN}$

$$M_{(x)} = 9.97 \times \frac{X^2}{2} + 7.03 \times X - 52 \times (x - 0.9)$$



Pour $x = 0.9 \text{ m}$ $M_{(x=0.9)} = 10.4 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.6 \text{ m}$ $M_{(x=1.6)} = -12.4 \text{ KN.m}$

On trouve : $\begin{cases} T_{\max} = 36 \text{ KN} \\ M_{\max} = 41 \text{ KN} \end{cases}$

• **Le moment sur travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 41 = 34.85 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 34.85 \text{ KN.m.}$$

• **Le moment sur appuis :**

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 41 = 12.3 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 12.3 \text{ KN.m}$$

B) ELS

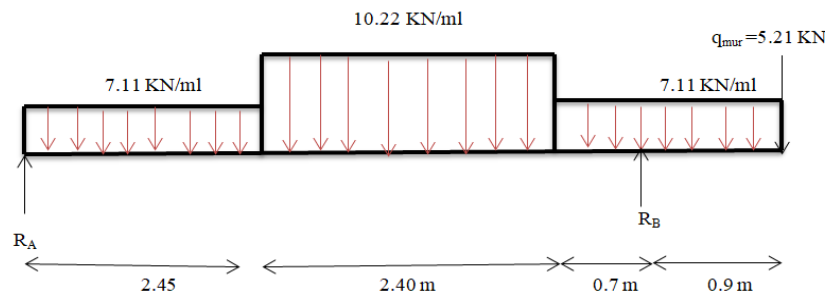


Figure III.24: Schéma statique d'escalier à l'ELU.

• **Calcul des réactions :**

$$\sum F_V = 0$$

$$R_A + R_B = 2.45 \times q_s^p + 2.4 \times q_s^v + 1.6 \times q_s^p + 7.03$$

$$R_A + R_B = 2.45 \times 7.11 + 10.22 \times 2.4 + 1.6 \times 7.11 + 5.21$$

$$R_A + R_B = 58 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$7.11 \times \frac{2.45^2}{2} + 10.22 \times 2.45 \times \left(\frac{2.4}{2} + 2.45 \right) + 7.11 \times 1.6 \times (5.56) + 5.21 \times 6.45 - R_B \times 5.55 = 0$$

$$R_B = \frac{208.7}{5.55} = 37.6 \text{ KN}$$

$$R_A = 20.4 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

→ **1^{er} tronçon** : $0 \leq x \leq 2.45\text{m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 20.4 - 7.11 X$$

Pour $x=0\text{ m}$ $V = 20.4\text{KN}$

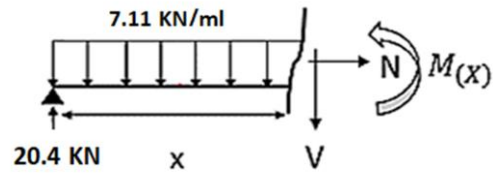
Pour $x=1,68\text{ m}$ $V = 3\text{KN}$

$$\sum M/x = 0$$

$$M(x) = 20.4X - 7.11 \times \frac{X^2}{2}$$

Pour $x = 0\text{m}$ $M_{(x=0)} = 0\text{ KN.m}$

Pour $x = 2.45\text{m}$ $M_{(x=2.45)} = 28.64\text{ KN.m}$



→ **2^{ème} tronçon** : $2.45 \leq x \leq 4.85\text{m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = 20.4 - 7.11 \times 2.45 + 10.22(X - 2.45)$$

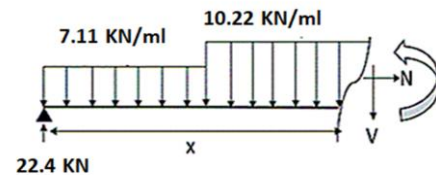
Pour $x = 2.45\text{ m}$ $V = 3\text{KN}$

Pour $x=4.85\text{ m}$ $V = -21.54\text{ KN}$

$$M(x) = 20.4X - 7.11 \times 2.45 \left(X - \frac{2.45}{2} \right) - 10.22 \frac{(X - 2.45)^2}{2}$$

Pour $x = 2.45\text{ m}$ $M_{(x=2.45)} = 28.64\text{ KN.m}$

Pour $x = 4.85\text{ m}$ $M_{(x=4.85)} = 6.36\text{KN.m}$

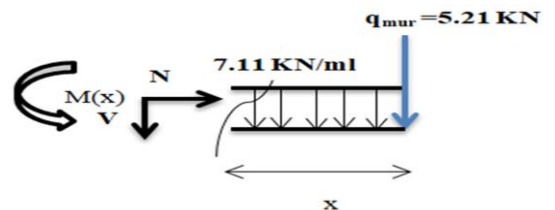


→ **3^{ème} tronçon** : $0 \leq x \leq 0.9\text{m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = -5.21 - 7.11 \times X$$

Pour $x = 0\text{ m}$ $V = -5.21\text{KN}$

Pour $x = 0.9\text{ m}$ $V = -11.6\text{ KN}$



$$M(x) = 7.11 \times \frac{X^2}{2} + 5.21 \times X$$

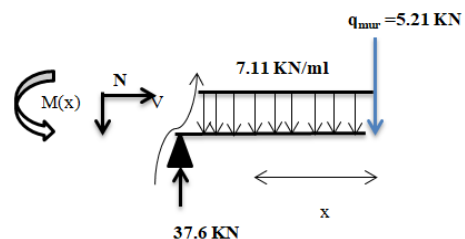
Pour $x = 0\text{ m}$ $M_{(x=0)} = 0\text{ KN.m}$

Pour $x=0.9\text{ m}$ $M_{(x=0.9)} = 7.56\text{KN.m}$

→ **4^{ème} tronçon** : $0.9 \leq x \leq 1.6\text{m}$

$$\sum F_V = 0 \quad V = -5.21 - 7.11 \times X + 37.6$$

Pour $x = 0.9\text{ m}$ $V = 26\text{KN}$



Pour $x = 1.6 \text{ m}$ $V = 21 \text{ KN}$

$$M_{(x)} = 97.11 \times \frac{x^2}{2} + 5.21 \times x - 52 \times (x - 0.9)$$

Pour $x = 0.9 \text{ m}$ $M_{(x=0.9)} = 7.56 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.6 \text{ m}$ $M_{(x=1.6)} = -8.88 \text{ KN.m}$

On trouve : $\left\{ \begin{array}{l} T_{\max} = 26 \text{ KN} \\ M_{\max} = 28.64 \text{ KN} \end{array} \right\}$

- **Le moment sur travée :**

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 28.64 = 24.34 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 24.34 \text{ KN.m.}$$

- **Le moment sur appuis :**

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 28.64 = 8.6 \text{ KN.m.}$$

$$M_a = 8.6 \text{ KN.m}$$

III.5.3.3 Calcul de Ferrailage :

- ❖ **En appuis :**

Tableau III.23 : Tableau de ferrailage à l'ELU d'appuis.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	S_t
24.31	0.042	0.053	141	2.5	1.73	3HA12 = 3.39	25

- ❖ **Sur travée :**

Tableau III.24: Tableau de ferrailage à l'ELU de travée.

M(KN.m)	μ_{bu}	α_u	z (mm)	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$	$A_{adop} (\text{cm}^2)$	S_t
34.85	0.118	0.157	135	7.42	1.73	5HA14 = 7.70	25

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{36 \times 10^3}{1000 \times 144} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.25 \text{ MPa}$$

- ❖ **Fissuration peu nuisible**

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \min(3.33\text{MPa}; 4\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.25\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa} \dots \text{vérifie.}$$

Donc Pas de risque de rupture par cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à l'ELS**

- ❖ **En travée :**

Tableau III.25: Vérification des contraintes à l'ELS de travée.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
24.34	7.7	4.7	11603.72	9.86	Vérifié

- ❖ **Sur appuis :**

Tableau III.26: Vérification des contraintes à l'ELS.

$M_{ser}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	σ_{bc}	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
8.6	3.39	3.39	7462.58	14.84	Vérifié

- **Vérification de la flèche (BAEL 91 Article B.6.5.1)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.16}{6.45} = 0.02 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CNV} \\ \frac{0.16}{6.45} = 0.02 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.085 \quad \text{CV} \\ \frac{7.7}{100 \times 14.4} = 0.0053 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les conditions suivant ne sont pas vérifier donc on est ramenée à effectuer un calcul de flèche :

- B) Calcul de la flèche (BAEL 91)**

$$\text{La flèche totale : } \Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Avec :

$$y = 4.16\text{cm}; M_{ser} = 28.64\text{KN/m}; M_{ts} = 24.34\text{KN/m}; d = 14.4\text{cm}; L = 2.4\text{cm};$$

$$h = 16\text{cm}; b = 100\text{cm}; A_s = 7.7\text{cm}^2; f_{t28} = 2.1\text{MPa}; \bar{f} = L/500$$

$$y_G = \frac{15 \times \frac{h^2}{2} + 15A_t \times d}{b_0h + 15A_t}$$

$$y_G = 2.21\text{cm}$$

- **Calcul le moment d'inertie de la section homogène « I_0 »**

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b(h - y_G)^3}{3} + 15A_t(d - y_G)^2 + 15A_s'(y_G - d')^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 2.2^3}{3} + \frac{100 \times (16 - 2.2)^3}{3} + 15 \times 7.7 \times (14.4 - 2.2)^2$$

$$I_0 = 105148.35$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} ; \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{7.7}{100 \times 14.4} = 0.005 \rightarrow \rho = 0.005$$

Pour les déformations instantanées : $b = b_0$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{5 \times 0.005} = 4.2 \rightarrow \lambda_i = 4.2$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5 \times 0.005} = 1.68 \rightarrow \lambda_v = 1.68$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \rightarrow E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \rightarrow E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} = 232.5 \rightarrow \sigma_s = 232.5 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0045 \times 232.5 + 2.1} \right] = 0.41 \rightarrow \mu = 0.41$$

- **Moment d'inertie fictive**

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 105148.35}{1 + 4.2 \times 0.41} = 42491.98 \rightarrow I_{fi} = 42491.98 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 105148.35}{1 + 1.68 \times 0.41} = 68488.38 \rightarrow I_{fv} = 68488.38 \text{ cm}^4$$

- **La flèche :**

$$f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{28.64 \times 10^6 \times (2.4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.2 \times 42491.98 \times 10^4} = 1.20 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{28.64 \times 10^6 \times (2.4 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.4 \times 68488.38 \times 10^4} = 2.24 \text{ mm}$$

Donc:

$$\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.24 - 1.2 \leq \frac{3000}{500}$$

$$\Delta f_t = 1.04 \leq \bar{f} = 6 \text{ mm ... CV}$$

III.5.3.4 Schéma de ferrailage :

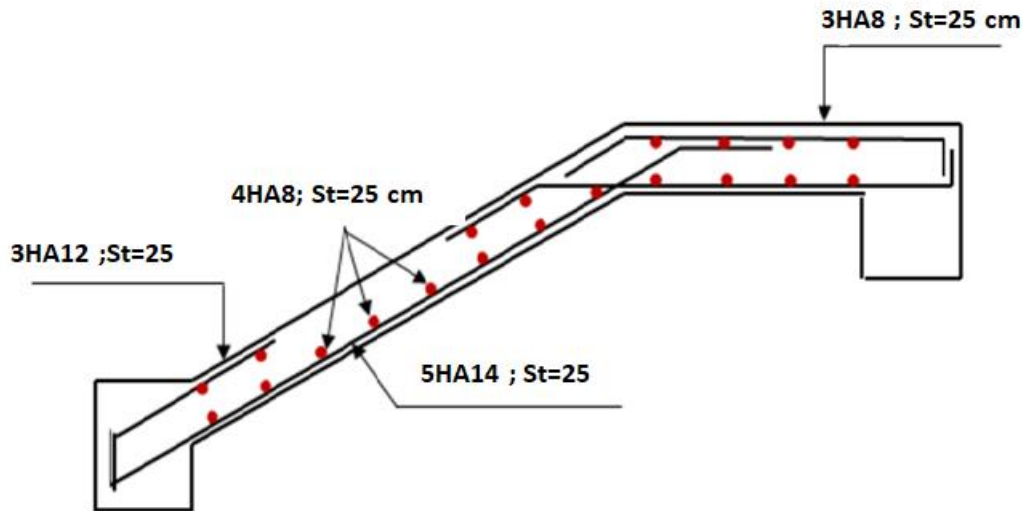


Figure III.27: Vérification des contraintes à l'ELS.

III.6 POUTRE PALIERE :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 4.5 m.

Le pré-dimensionnement effectué dans les chapitres précédents donne les résultats suivants : $h = 40 \text{ cm}$ et $b = 35 \text{ cm}$.

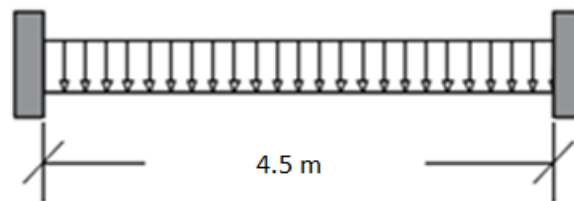


Figure III.28: Evaluation des charges.

Remarque :

Tant que la différence de la hauteur entre la poutre palière et le plancher dans les deux cas (RDC; l'étage courant) et très petit on va calculer juste un seul cas (l'étage courant).

III.6.1 Evaluation des charges :

III.6.1.1 Détermination des sollicitations :

- Charges et surcharges :

La poutre palière est sollicitée par :

Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,40 \times 0,35 = 3.5 \text{ KN/ml}$

$$\text{Poids propre du mur : } P_{\text{mur}} = G_{\text{mur}} \times H_{\text{mur}} = 3.05 \times \left(\frac{3.10}{2} - 0.40\right) = 3.5 \text{ KN/m}$$

$$\text{L'effort tranchant à l'appui : } \begin{cases} \text{A l'ELU : } T_U = 36 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS : } T_S = 26 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Combinaison de charges et surcharges

$$\begin{cases} \text{A l'ELU : } q_u = 1,35G = 1,35(g_0 + P_{\text{mur}}) + T_U = 1,35 \times (3,5 + 3,5) + 36 \\ \qquad \qquad \qquad q_u = 45,45 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS : } q_s = G + T_S = (g_0 + P_{\text{mur}}) + T_S = (3,5 + 3,5) + 26 \\ \qquad \qquad \qquad q_s = 33 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

❖ Calcul des moments et l'effort tranchants

ELU :

$$q_u = 45,45 \text{ KN/m}$$

Travée:

$$M_{\text{tu}} = \frac{q_u \times l^2}{24} = 38,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{tu}} = 38,34 \text{ KN.m}$$

Appui :

$$M_{\text{au}} = \frac{q_u \times l^2}{12} = 76,7 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{au}} = 76,7 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{45,45 \times 4,5}{2} = 102,26 \text{ KN}$$

ELS

$$q_s = 33 \text{ KN/ml}$$

Travée:

$$M_{\text{ts}} = \frac{q_s \times l^2}{24} = 27,84 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{ts}} = 27,84 \text{ KN/m}$$

Appui :

$$M_{\text{as}} = \frac{q_s \times l^2}{12} = 55,68 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{as}} = 55,68 \text{ KN.m}$$

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{33 \times 4,5}{2} = 74,25 \text{ KN}$$

III.6.2 Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \\ d = 0,9 d = 36 \text{ cm} \end{cases}$$

❖ **En travée**

$$M_{\text{tu}} = 38,34 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\text{tu}}}{bd^2 \mu_{\text{bu}}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{38.34 \times 10^6}{350 \times 360^2 \times 14.17} = 0.059$$

$$\mu_{bu} = 0.059 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.059 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.059}) = 0.076$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow z = 360(1 - 0.4 \times 0.076) = 334.65 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{38.34 \times 10^6}{334.25 \times \frac{400}{1.15}} = 329.77 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 3.29 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 35 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \max(A_{\text{cal}} = 3.09 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.65 \text{ cm}^2)$

On adopte : 3HA12 soit $A_s = 3.39 \text{ cm}^2$

❖ Sur appuis

$$M_{au} = 76.7 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2\mu_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{bd^2\mu_{bu}} = \frac{76.7 \times 10^6}{350 \times 360^2 \times 14.17} = 0.11$$

$$\mu_{bu} = 0.11 \leq \mu_{AB} = 0.186 \rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\mu_{bu} = 0.11 \leq \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \rightarrow \alpha_u = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.042}) = 0.146$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha_u) \rightarrow Z = 360(1 - 0.4 \times 0.146) = 338.97 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{76.7 \times 10^6}{338.97 \times \frac{400}{1.15}} = 6.5 \text{ mm}^2 \rightarrow A_{s(\text{calculé})} = 6.5 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 35 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Donc $A_s = \max(A_{\text{cal}} = 6.25 \text{ cm}^2 ; A_{\min} = 1.52 \text{ cm}^2)$

On adopte : 6HA12 soit $A_s = 6.79 \text{ cm}^2$

Tableau III.27 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

Sections	M (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A_{cal} (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	A_{adopt} (cm^2)
Travée	38.34	35	36	0.392	0.026	356.25	3.29	1.52	3HA12=3.39

Appuis	76.7	35	36	0.042	0.053	352.26	6.5	1.52	6HA12=6.79
--------	------	----	----	-------	-------	--------	-----	------	------------

❖ Vérifications

- Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » à la flexion simple :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{102.26 \times 10^3}{350 \times 360} = 0.81 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa}$$

❖ Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) = \bar{\tau}_u = \min(3.33\text{MPa}; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ vérifie.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Espacement

D'après CBA93 (Article A.5.1.2.2 et A.5.1.2.3)

$$S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(32.4 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifié}$$

❖ Armatures transversales

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 35 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{35 \times 15 \times 1.15 \times (0.81 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0.45; 0.3) = 0.45 \text{ cm}^2$$

- Vérification des contraintes à l'ELS

❖ En travée

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

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

❖ En travée

$$M_{ts} = 27.84 \text{ KN.m}$$

❖ Position de l'axe neutre

$$\eta = 15A_s = 0A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d - y)A_s - \eta(d - y)A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (36 - y) \times 3.39 = 0$$

$$y = 9.38 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 35 \times 9.38^3 + 15 \times (36 - 9.38)^2 \times 3.39 = 45661.97 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{27.84 \times 10^6 \times 93.8}{45661.97 \times 10^4} = 5.71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.71 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifie.}$$

❖ **Sur appuis**

$$M_{as} = 55.68 \text{ KN.m}$$

❖ **Position de l'axe neutre**

$$\eta = 15A_s = 0A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta(d - y) A_s - \eta(d - y) A_s = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times (36 - y) \times 6.79 = 0$$

$$y = 12.60 \text{ cm}$$

❖ **Moment d'inertie**

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + \eta(d - y)^2 A_s + \eta(d - y) A_s$$

$$I = \frac{1}{3} \times 35 \times 12.6^3 + 15 \times (36 - 12.6)^2 \times 6.79 = 79106.70 \text{ cm}^4$$

Donc:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{55.68 \times 10^6 \times 126}{79106.70 \times 10^4} = 8.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.86 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{vérifie.}$$

Tableau III.28: Vérification a l'ELS de la poutre palière.

Sections	M(KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc}	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	12.27	3.39	8.78	33017.05	3.26	vérifié
Appui	24.55	3.39	8.78	79106.70	6.53	vérifié

- Vérification de la flèche (BAEL 91(article B.6.5.1) [1])

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.4}{4.5} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.4}{4.5} = 0.088 \geq \frac{M_t}{10 M_0} = 0.033 \quad \text{CV} \\ \frac{3.39}{35 \times 36} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Donc pas de risque de la flèche de flèche de la poutre palière.

III.6.3 Calcul la poutre palière à la torsion

III.6.3.1 Armatures longitudinales

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion on remplace la section réelle ($b \times h$) par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur de la paroi ($e = \phi/6$); car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion. Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier.

Avec :

M_B : Correspond au moment engendré au niveau de l'appui B de l'escalier à L' ELU.

$$M_{\text{torsion}} = 23.4 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

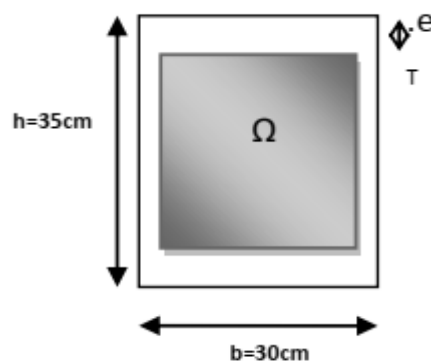


Figure III.27: Coupe de la poutre.

Avec :

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur tel que $\Omega = (b - e) \times (h - e)$

e : Épaisseur de la paroi avec $e = \phi/6$

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$)

$\phi = \min(30, 35) \rightarrow \phi = 30 \text{ cm}$

$$e = 5.8 \text{ cm}$$

$$\Omega = 998.64 \text{ cm}^2$$

U: Périmètre de la section de la poutre palière :

$$U = 2 [(b - e) + (h - e)] \rightarrow U = 126.8 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{23.4 \times 10^6 \times 1268 \times 1.15}{2 \times 99864 \times 400} = 427.10 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 4.27 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures transversales

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{23.4 \times 10^6 \times 150}{2 \times 99864 \times 400} = 42.93 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 0.43 \text{ cm}^2$$

❖ **Contrainte de cisaillement à la torsion**

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{M_{\text{torsion}}}{2 \times \Omega \times e}$$

$$\tau^{\text{tor}} = \frac{23.4 \times 10^6}{2 \times 99864 \times 58} = 2.02 \text{MPa}$$

On doit vérifier que :

$$\tau^{\text{tor}} \leq \bar{\tau}$$

Avec :

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(\tau^{\text{flexion}})^2 + (\tau^{\text{torsion}})^2}$$

$$\tau_{\text{total}}^{\text{torsion}} = \sqrt{(0.81)^2 + (2.02)^2} = 2.17 \text{MPa}$$

❖ **Fissuration peu nuisible**

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

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

$$\tau_u = 1.95 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \text{vérifié.}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ **Ferraillage globale**

• **En travée**

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 3.39 + \frac{4.27}{2} = 5.525 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{cm}^2$$

• **Sur appuis**

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + \frac{A_t^{\text{torsion}}}{2} = 6.79 + \frac{4.27}{2} = 8.92 \text{cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_t = 6\text{HA}14 = 9.24 \text{cm}^2$$

III.6.3.2 Armature transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion}} + A_t^{\text{torsion}}$$

❖ **Flexion**

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 35 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.52 \text{cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times \gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e} = \frac{35 \times 15 \times 1.15 (0.81 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$\rightarrow A_t \geq 0.90 \text{cm}^2$$

$$A_t = \max(0.45; 0.9) = 0.9 \text{cm}^2$$

❖ **Torsion**

$$A_t = \frac{0.4 \times e \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 5.8 \times 15}{400} \rightarrow A_t \geq 0.087 \text{cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{\text{torsion}} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{23.4 \times 10^6 \times 150}{2 \times 99864 \times 400} = 43.93 \text{mm}^2$$

$$A_t = 0.44 \text{cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_t = 0.44 + 0.087 = 0.527 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit un cadre et un étrier : } A_t = 4\text{HA8} = 2.01 \text{cm}^2.$$

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_{\text{tor}} > \left(T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_{\text{tor}} > \left(102.26 + \frac{38.34 \times 10^6}{0.9 \times 360} \right) \times \frac{1.15}{400} = 340 \text{mm}^2 = 3.40 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{tor}} = 4.27 \text{cm}^2 > 3.40 \text{cm}^2$$

III.6.4 Schéma de ferrailage :

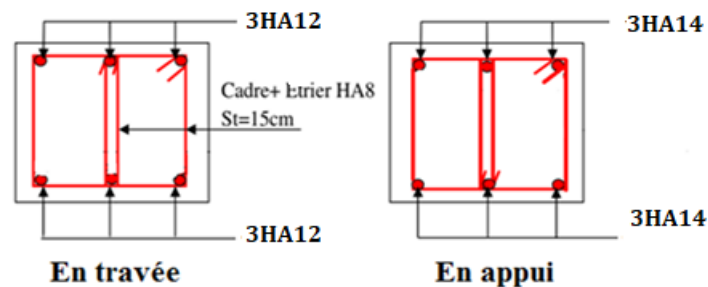


Figure III.28: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.7 L'ascenseur :

L'Ascenseur est un appareil servant à déplacer verticalement des personnes ou des charges vers l'ensemble des étages de l'immeuble, c'est souvent un matériel muni de dispositif de sécurité.

Un ascenseur est constitué d'une plateforme ou d'une cabine qui se déplace le long de glissière verticale dans une cage, appelée cage d'ascenseur. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de $9t$; on doit bien-sûr lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine.

La machinerie et le local dans lequel se trouve l'ensemble des organes moteurs assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur, en général elle se trouve au-dessus de la gaine.

Dans ce cas le plancher est calculé pour supporter la charge amenée par les organes moteurs, La cabine, les câbles et les divers accessoires.

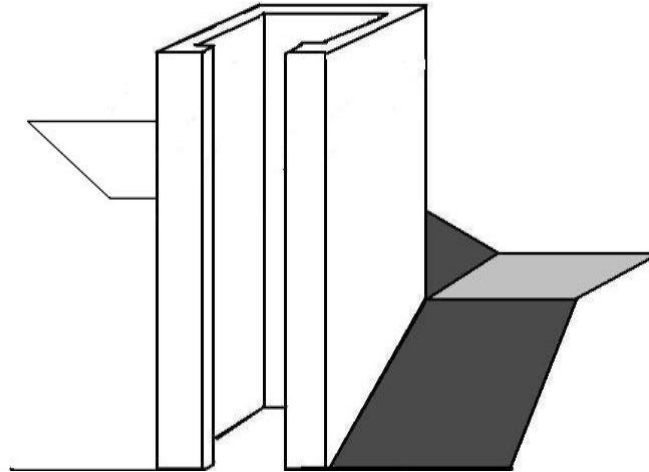


Figure III.29:Schéma de la cage d'ascenseur.

III.7.1 Caractéristiques de l'ascenseur :

Le bloc comporte deux cage d'ascenseur identique, donc, on étudiera une seul cage de vitesse d'entraînement ($V = 1\text{m/s}$) :

La surface de cabinet est : $S = 1.40 \times 2.50 = 3.50 \text{ m}^2$

La charge totale transmise par le système de levage et par la cabine est :

$$P = 90 \text{ KN.}$$

$$L_x = 1.40 \text{ m. ; } L_y = 2.50 \text{ m ; } S = 3.50 \text{ m}^2$$

III.7.2 Calcul de la dalle pleine :

III.7.2.1 Hypothèse :

- La dalle est coulée sur place liée par des amorces.
- La machine est centrée au milieu.
- La dalle repose sur 4 appuis.

Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permet d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

III.7.2.2 Pré dimensionnement :

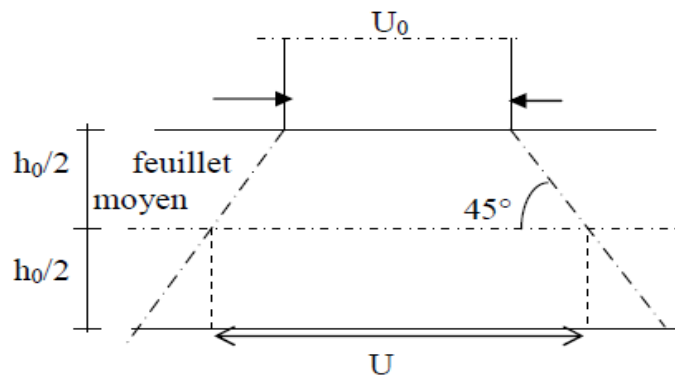
La dalle est continue.

A) Hauteur de la dalle « h »

$$h \geq \frac{L_{\max}}{30} = \frac{250}{30} = 8.33\text{cm}$$

h Doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003)

On optera pour une hauteur : $h = 15\text{cm}$.

B) Calcul de la dalle pleine sous charge localisée :**Figure III.30 :** la charge sous la dalle.**❖ Calcul de U et V**

$$U = U_0 + 2K_{e_0} + h_0$$

$$V = V_0 + 2K_{e_0} + h_0$$

Avec: $K = 1$ pour le béton (le revêtement est en béton).

$e_0 = 5\text{cm}$ Étant l'épaisseur de revêtement.

$h_0 = 15\text{cm}$ Épaisseur de la dalle.

$u_0 = v_0 = 80\text{cm}$ Côtés de rectangle sur lequel la charge P s'applique.

$$U = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

$$V = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105\text{cm}$$

❖ Condition de non poinçonnement :

$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{28}}{\gamma_b}$ (Aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est Vérifiée).

Avec :

μ_c : Périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(1,05 + 1,05) = 4,2 \text{ m.}$$

$$P = 9t \leq 0,045 \times 4,2 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 47,25 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

❖ Calcul des sollicitations :

$$P_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,40}{2,50} = 0,56$$

$$0,4 \leq P_x = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

❖ Moments dus au poids propre de la dalle :

$$M_x = \mu_x \times qU \times (L_x^2) \rightarrow \text{Moment suivant la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow \text{Moment suivant la grande portée.}$$

Les coefficients μ_x et μ_y sont donnés en fonction du rapport P_x et du coefficient de poisson ν .

q : Charge uniformément répartie sur toute la dalle

→ **Etat limite ultime (ELU) : $u = 0$**

$$\rho = 0.8 \rightarrow \mu_x = 0.0528 \text{ et } \mu_y = 0.6494$$

$$\text{Poids de la dalle : } G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) \times 1\text{ml} = 4.85 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

$$q_u = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.0475 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{u_{x_1}} = 0.0561 \times 8.0475 \times 1.4^2 = 0.884 \text{ KN.m}$$

$$M_{u_{y_1}} = 0.5959 \times 0.884 = 0.526 \text{ KN.m}$$

→ **Etat limite de service (ELS) : $v = 0.2$**

$$\rho = 0.8 \rightarrow \mu_x = 0.0628 \text{ et } \mu_y = 0.7111$$

$$q_s = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x_1} = 0.0628 \times 5.85 \times 1.4^2 = 0.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{y_1} = 0.7111 \times 0.72 = 0.512 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments dus à la charge localisée :**

$$M_x = p(M_1 + VM_2)$$

$$M_y = p(M_2 + VM_1)$$

M_1, M_2 Coefficients donnés par les abaques en fonction de p_x et des rapports $\frac{u}{L_x}$ et $\frac{v}{L_y}$

U et **V** côtés du rectangle sur lesquels la charge **P** s'applique, compte tenu de la diffusion à 45° dans la dalle. Ils sont déterminés au niveau du feuillet moyen de la dalle.

$$\frac{u}{L_x} = \frac{105}{140} = 0.75$$

$$\rightarrow M_1 = 0.095 \text{ et } M_2 = 0.067$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{105}{250} = 0.42$$

→ **A l'ELU :**

$$M_{u_{x2}} = q M_1$$

$$M_{u_{y2}} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 9000 + 1,5 \times 0 = 12150 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{u_{x2}} = 12,15 \times 0,095 = 1,15 \text{ t.m} = 14,7 \text{ KN/m}$$

$$M_{u_{y2}} = 12,15 \times 0,067 = 1,81 \text{ t.m} = 12,3 \text{ KN/m}$$

→ **A l'ELS :**

$$M_{s_{x2}} = q M_1$$

$$M_{s_{y2}} = q M_2$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = q(M_1 + VM_2)$$

$$M_y = q(M_2 + VM_1)$$

$$M_{x2} = (0.095 + 0.2 \times 0.067) \times 90 = 9.75 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = (0.067 + 0.2 \times 0.095) \times 90 = 7.74 \text{ KN.m}$$

❖ **Superposition des moments agissant au centre du panneau :**

→ **A L'ELU:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 13.07 \text{ KN.m}$$

→ **A L'ELS:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 1.06 + 9.75 = 10.81 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 0.7537 + 7.74 = 8.59 \text{ KN.m.}$$

III.7.3 Ferrailage :

A) Sens X-X :

❖ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 16 = 4,8 \text{ KN.m}$$

$$\mu_x = \frac{M_a}{bd^2 F_{bc}} = \frac{16 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.02 < 0.186 \rightarrow \beta = 0,846$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_c}} = \frac{4.8 \times 10^3}{13 \times 0.846 \times 348} = 1.25 \text{ Cm}^2$$

$$\text{Soit : } 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 20 \text{ cm.}$$

❖ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 16 = 13,6 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 F_{bc}} = \frac{13.6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.056 < 0.186 \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_c}} = \frac{13.6 \times 10^3}{13 \times 0.971 \times 348} = 3.09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 15 \text{ cm}$$

B) Sens Y-Y :

❖ **Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 13,07 = 3,921 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 F_{bc}} = \frac{3.921 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.016 < 0.186 \rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_c}} = \frac{3.921 \times 10^3}{13 \times 0.992 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } St = 25 \text{ cm.}$$

❖ **En travée :**

$$M_t = 0,85 \times 13,07 = 11,11 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2F_{bc}} = \frac{11.11 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.046 < 0.186 \rightarrow \beta = 0.976$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_c}} = \frac{11.11 \times 10^3}{13 \times 0.976 \times 348} = 2.52 \text{Cm}^2$$

Soit : 6HA10 = 4.71cm² Avec : St = 15 cm.

III.7.4 Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité :

Armatures principales :

$$A \geq \frac{bhl_0}{2 \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)} = \frac{100 \times 15 \times 0.0008}{2 \left(3 - \frac{140}{250}\right)} = 0.24 \text{cm}^2$$

$A \geq 0.24 \text{cm}^2 \rightarrow$ Condition vérifiée dans les deux sens.

Remarque :

Pour armatures transversales elles ne sont pas nécessaires.

❖ Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91) [1]

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

(charges concentrées)

Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).

Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

- Sens x – x:

Armatures supérieures : St = 20 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

Armatures inférieures : St = 15 cm < min (2h, 25 cm) = 25 cm.

- Sens y – y

Armatures supérieures : St = 25 cm < min (3h, 33 cm) = 33cm.

Armatures inférieures : St = 15 cm < min (3h, 33 cm) = 33 cm.

❖ Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U_0 + V_0} = \frac{9}{1.6 \times 0.8} = 3.75 \text{t}$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2U_0 + V_0} = \frac{9}{3 \times 0.8} = 3.75 \text{t}$$

$$\tau = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \cdot 5 \text{MPa} \right) = \frac{0.2f_{28}}{\gamma_b} = 3.33 = \tau;$$

La fissuration est peu nuisible donc

$$\tau = \frac{3750}{1 \times 0.13} = 0.288 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.7.5 Vérification à l'E.L.S :

- Contrainte de compression dans le béton :

A) Sens x-x :**❖ Aux appuis**

$$M_a = 3,921 \text{ KN.m}$$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \rightarrow k = 0.018 \text{ et } \beta = 0.930.$$

$$\delta_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{3.921 \times 10^6}{0.930 \times 13 \times 2.51} = 129.21 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \delta_s = 0.018 \times 129.21 = 2.32 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ En travée

$$M_t = 11,11 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.02}{100 \times 13} = 0.309 \rightarrow k = 0.028 \text{ et } \beta = 0.897$$

$$\delta_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_a} = \frac{11.11 \times 10^6}{0.897 \times 13 \times 4.02 \times 10^2} = 237 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \delta_s = 0.028 \times 237 = 6.873 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

III.7.6 Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable, Aucune vérification n'est nécessaire.

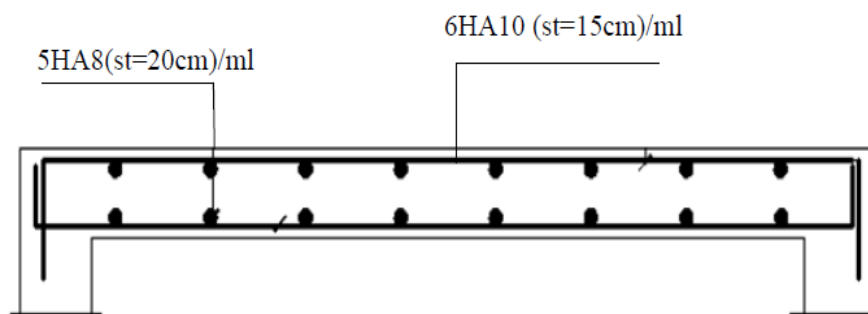
III.7.7 Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :**❖ Dans le sens XX**

Figure III.32: schéma de ferrailage de la dalle pleine salle machine sans XX.

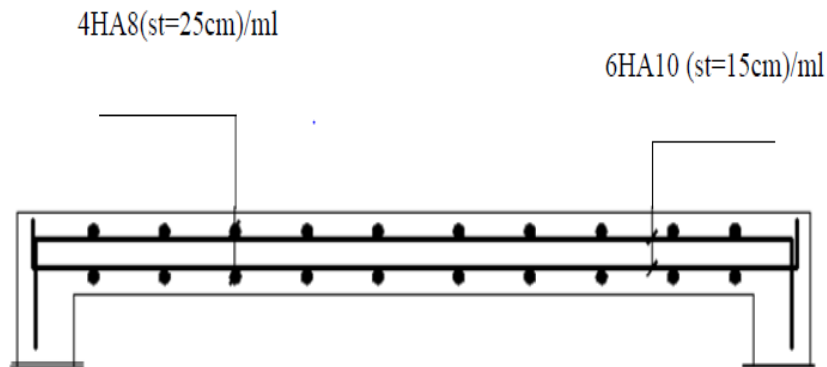
❖ Dans le sens YY :

Figure III.32 : schéma de ferrailage de la dalle pleine salle machine sans YY.

III.8 CONCLUSION :

Dans ce chapitre, on a pour déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003[5], BAEL 91 modifié en 99[1], et le CBA 93[2]. Les différents résultats de ferrailage des éléments secondaires adoptés après calcul sont mentionnés ci-dessus

1. Acrotère :

- Les armatures longitudinales : **4T8.**
- Les armatures transversales : **4T6.**

2. Balcons :

- Travée : **3 HA12**
- Appui : **3 HA8**

Les armatures transversales :

- Travée : **2 HA10+1 HA12**
- Appui : **3 HA8**

3. Escaliers.

Les armatures longitudinales :

- Travée : **3 HA10**
- Appui : **3 HA8**

Les armatures transversales :

- Travée : **4 HA14**
- Appui : **3 HA8**

4. Poutre palière :

Les armatures longitudinales :

- Appui : **6HA14**

- Travée : **6HA12**

Les armatures transversales :

- **Cadre HA8**

5. Planchers :

Les armatures longitudinales :

- Travée : **2 HA10**
- Appui : **1 HA12.**

Les armatures transversales :

- Travée : **2 HA10.**
- Appui : **1HA12.**

6. l'ascenseur :

Les armatures longitudinales :

- Travée : **5 HA8**
- Appui : **6HA10**

Les armatures transversales :

- Travée : **4HA8**
- Appui : **6 HA10**

CHAPITRE IV

Modélisation de la structure et étude
dynamique

IV.1 Introduction :

Un séisme est une secousse de sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches, ce transmettant ainsi sur la surface terrestre. Cette secousse qui peut durer de quelques secondes à quelques minutes peut engendrer plusieurs dégâts éventuellement la déformation ou la ruine d'une construction selon son intensité. Face au risque du séisme 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 est basée sur une méthode dynamique.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et les critères de sécurité imposées par RPA99/version2003 [5]. L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux voire impossible. C'est pour cette raison qu'on on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel «Robot» qui est un logiciel de calcul automatique des structures conçu spécialement pour la modélisation des bâtiments de grande hauteur.

IV.3 Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

1) Principe de la méthode

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions des axes principales du plan horizontal de la structure.

2) Domaine d'application [5]

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

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation prescrites au chapitre III, paragraphe 3.5 avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III

- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

Tous groupes

Zone II :

Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Zone III :

Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.

Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale :

1) Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

L'étude dynamique sismique a été faite du logiciel d'analyse des structures (Robot), par ailleurs ce calcul a été complété par des vérifications analytiques conformément aux recommandations du chapitre 04 du règle RPA2003.

2) Domaine d'application :

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. Le comportement supposé élastique de la structure permettant le calcul des modes propres.

IV.3.3 Méthode d'analyse dynamique par Accélérogramme :

1) Principe de la méthode

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogramme réels. Cette méthode repose sur la détermination des lois de comportement et la méthode d'interprétation des résultats. Elle s'applique au cas par cas pour les structures stratégiques (Centrales nucléaires par exemple) par un personnel qualifié.

Remarque

Pour l'étude de notre projet, la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon l'article (4.1.2.b) RPA2003 limite la hauteur totale de la structure en zone IIa à 23 m.

Nous utiliserons alors, la méthode dynamique modale spectrale pour l'analyse de notre structure.

IV.4 Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale)

1) Présentation du logiciel de calcul

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse est logiciel **ROBOT Structural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

2) Description de logiciel ROBOT

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

3) Buts de l'analyse dynamique

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Déterminer les modes et les périodes propres. **ROBOT** considère un modèle brochette encasté à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie des surcharges d'exploitations ... ($\beta = 0,2$) Tableau .4.5.RPA2003.

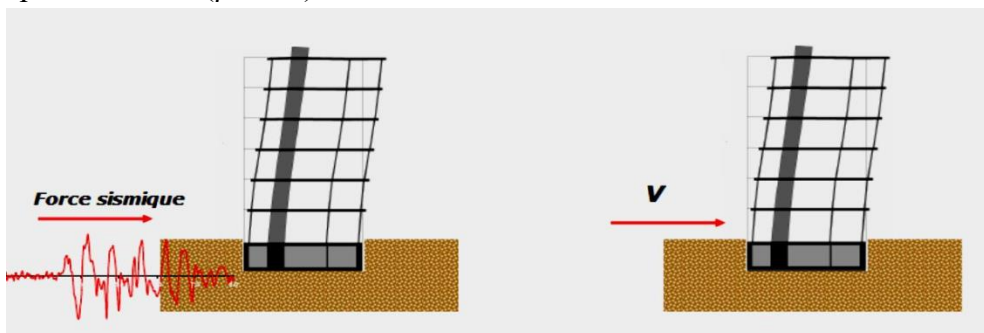


Figure IV.1 : Simulation de la force sismique.

➤ **Spectre de Réponse de calcul : RPA 2003 (Article 4.3.3) [5]**

Le RPA99 version 2003 recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \cdot A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \cdot n \cdot \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & \dots \dots \dots \text{si } 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \cdot n \cdot (1.25 \cdot A) \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots \text{si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \cdot n \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \cdot n \cdot (1.25 \cdot A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & \dots \dots \dots \text{si } T > 3s \end{cases}$$

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Article. 4.2.4})$$

$$T_2 = \frac{0.09h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$\Rightarrow h_N = 22.6$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$\Rightarrow C_T = 0.05 \dots \dots \dots$ (RPA99 V 2003 Tableau 4.6)

D'où : $T_1 = 0.52$ (s).

D : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée. On prend la plus petite valeur pour T.

$$\text{Sens (x) : } D_x = 26.25 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.4 \text{ (s)}$$

$$\text{Sens (y) : } D_y = 10.20 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.63 \text{ (s)}$$

$$T_x = \min(0.52\text{s}; 0.4\text{s}) = 0.4 \text{ (s)}$$

$$T_y = \min(0.52\text{s}; 0.63\text{s}) = 0.52 \text{ (s)}$$

• **Nombre de modes à considérer :**

D'après RPA 2003 (Article 4.3.4-a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration à retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Ou que les modes ayant une masse model effective supérieure à **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$K \geq 3\sqrt{N}$$

N : est le nombre de niveaux $N = 6 \rightarrow K \geq$; Donc on prend **K = 8**

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- **A : Coefficient d'accélération de la zone**, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique ... (RPA99 V 2003 Tableau 4.1)

Dans notre cas : **A = 0.15**

Tableau IV.1: Coefficients d'accélération de zone A.

	ZONE	ZONE	ZONE	ZONE
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

- **R : Coefficient de comportement global de la structure**, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003). Dans notre cas on a un contreventement mixte portique /voiles avec interaction.

⇒ **R = 5**

- **Q : facteur de qualité**. Sa valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{6} P_q \quad \text{RPA99 (formule 4.4)}$$

p : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q sont satisfaits ou non, donnée par le tableau 4.4 du RPA. [5]

Tableau IV.2 : Valeurs des facteurs de qualité dans le sens X.

Critère (q)	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	
2. Redondance en plan		0.05
3. Régularité en plan		0.05
4. Régularité en élévation	0	
5. Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution		0.1
Total		0.25

Tableau IV.3 : Valeurs des facteurs de qualité dans le sens Y.

Critère (q)	Observé	Non observé
7. Condition minimales sur les files de contreventement		0.05
8. Redondance en plan	0	
9. Régularité en plan	0	
10. Régularité en élévation		0.05
11. Contrôle de la qualité des matériaux		0.05
12. Contrôle de la qualité de l'exécution		0.1
Total		0.25

- **W : Poids total de la structure.**

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à La structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation donné par le **tableau4.5 (RPA99) [5]**. Concernant notre projet on a des niveaux à usage d'habitation, donc le coefficient de pondération :

$$\beta = 0.20.$$

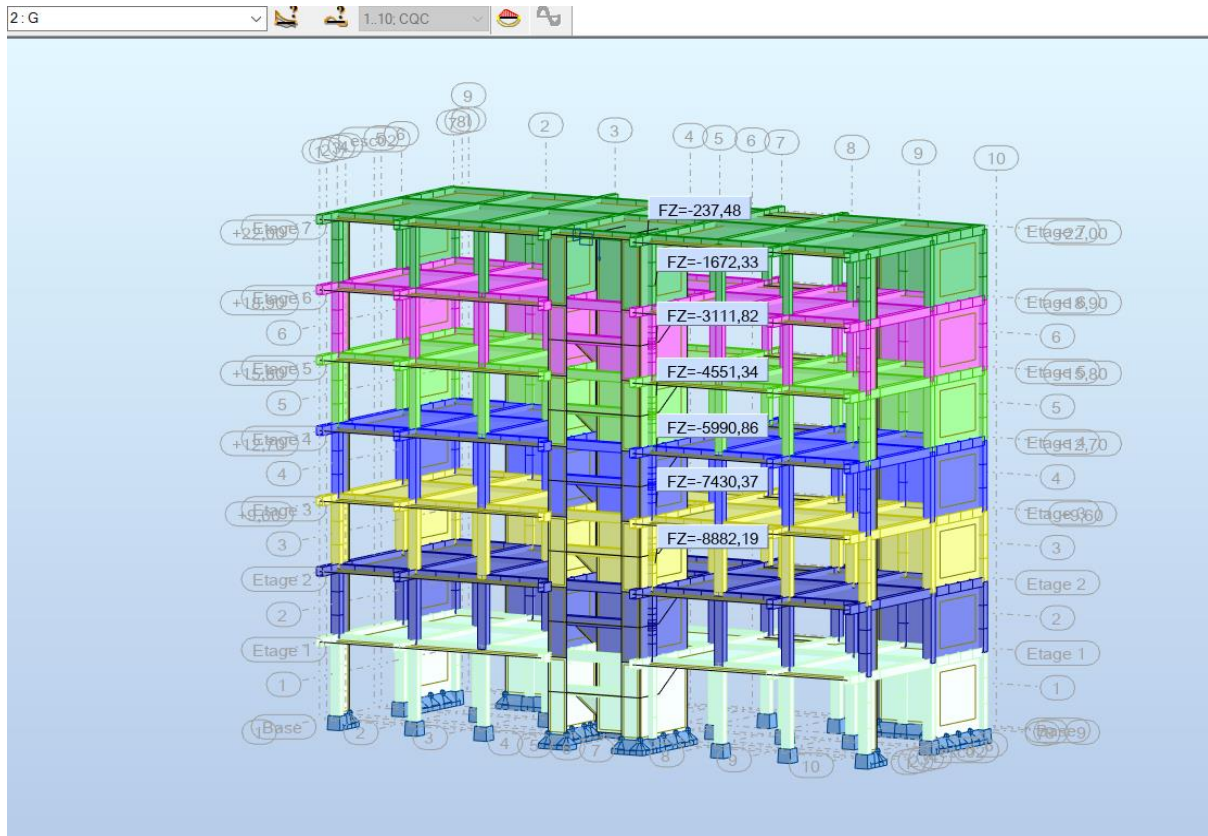


Figure IV.4:La valeur de G selon Logiciel ROBOT.

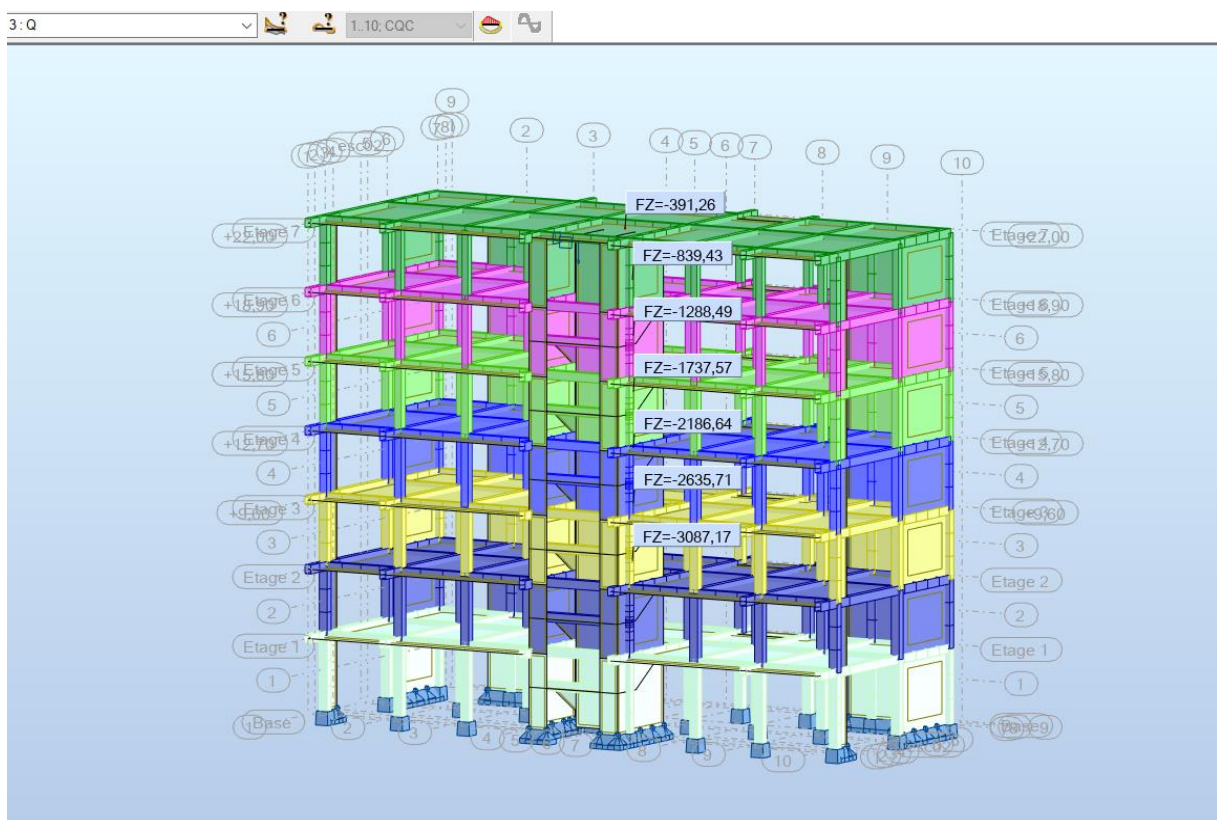


Figure IV.5:La valeur de Q selon Logiciel ROBOT.

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel ROBOT la valeur trouvé est :

$$W = 8882.19 + 0.2 \times 3087.17$$

$$W = 9499.62 \text{KN.}$$

- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$\begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (\text{RPA99 V 2003 4.2.3})$$

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site

$$\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.40s \end{cases} \quad \dots \quad \text{RPA99 V2003 (Tableau 4.7)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \dots \quad \text{RPA99 V 2003 4.2.3) [5]}$$

Avec: ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4.2, RPA99/V2003) [5].

Tableau IV.4 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.

Remplissag e	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte ; donc on prend :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%. \eta = 0.816$$

T : La période fondamentale de la structure, tel que :

$$T_{sx} = 0.4(s) ; T_{sy} = 0.52(s)$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5\eta \left(T_2 / T_{sx} \right)^{2/3} \Rightarrow 2.5 \times 0.816 \times (0.4/0.4)^{2/3} = 2.04 \\ D_y = 2.5\eta \left(T_2 / T_{sy} \right)^{2/3} \Rightarrow 2.5 \times 0.816 \times (0.4/0.52)^{2/3} = 1.71 \end{cases}$$

Car $0.50 \leq T \leq 3.0s$

On aura donc l'effort horizontal (dans les deux sens) dans la structure qui est :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.5: Calcul de la force sismique.

	A	D	Q	R	W (KN)	V (KN)
Sens -X	0,15	2.04	1,25	3.5	9499.62	726.72
Sens-Y	0,15	1.71	1,25	3.5	9499.62	609.16

IV.5 Modélisation :

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux....etc.), dans les éléments structuraux, le code de calcul par éléments finis **Autodesk Robot structural Analysis Professional 2014** est utilisé.

Le logiciel **Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014** est un progiciel destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de créer les structures, les calculer, vérifier les résultats obtenus, dimensionner les éléments spécifiques de la structure ; la dernière étape gérée par Robot est la création de la documentation pour la structure calculée et dimensionnée.

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail : KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barre sections et les voiles, dalle pleine et balcon par Area sections Panneaux.

- Détermination des propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (chapitre II)
- Détermination des propriétés de chaque élément de la structure: la section et le matériau utilisé
- Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :

- **Charge permanente G**: la charge permanente distribuée par les poutres principales et secondaires ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
- **Charges d'exploitation Q**: les charges d'exploitations distribuées par les poutres.
- **Les forces sismiques E** : contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les deux sens(X, Y).
- Détermination des combinaisons de charges :
 - 1) **ELU** : $1.35G + 1.5Q$
 - 2) **ELS** : $G + Q$
 - 3) **ELA** : $0,8G \pm E$
 - 5) **ELA** : $G + Q \pm E$
 - 6) **ELA** : $G + Q \pm 1,2E$
- Lancement de l'analyse
- Interprétation des résultats

Il est à présent clair que l'une des étapes fondamentales lors d'une analyse dynamique d'une structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme régulière en plan, contreventée par des voiles porteurs en béton armé.

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

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.

IV.6 Analyse de la structure en portique contreventée par voile :

IV.5.1 Positionnement des voiles :

Après plusieurs simulations sur le positionnement des voiles, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants. Cette structure proposée est présentée dans la figure ci-dessus.

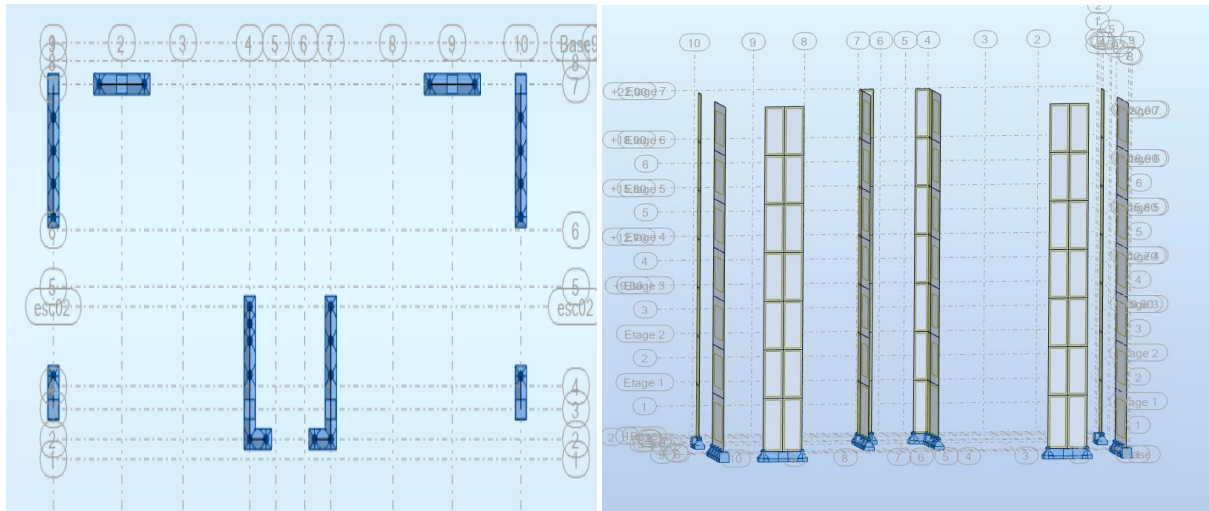


Figure IV.4: Dispositions des voiles en 3D et vue en plan.

IV.5.2 Exigence du RPA99/V2003 [5] pour les systèmes mixtes :

Le RPA99 (Article 3.4.A) [5] exige pour les systèmes mixtes ce qui suit:

❖ Sous charges verticales

Les voiles doivent reprendre au moins 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au plus 80% des sollicitations.

❖ Sous charges horizontales

Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au plus 25% des sollicitations.

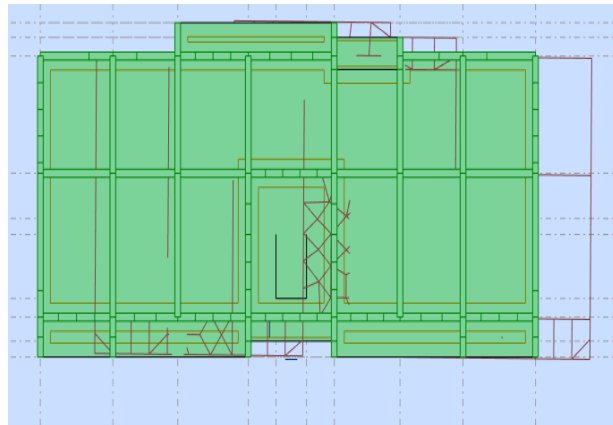
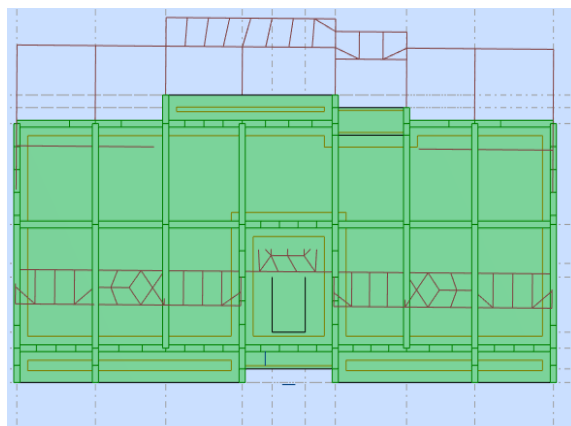
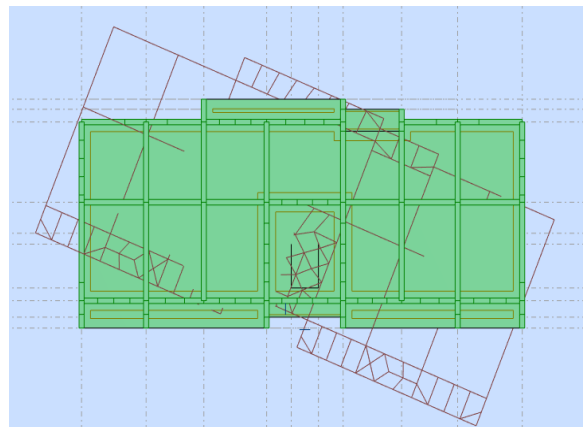
IV.5.3 Résultat de l'analyse de la structure

Les différents modes propres de vibration de la structure sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6: Période et pourcentage des masses modales effectives (structure contreventé).

Mode	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses Modale UX (%)	Masses Modale UY (%)	Nature
1	0.39	78,71	0.01	78.71	0	Translation
2	0.31	78,72	70,85	0	70.34	Translation
3	0.25	78,74	70,88	0.03	0.02	Torsion
4	0.12	92,49	70,88	13.75	0	
5	0.07	92,50	89.68	0	18.80	
6	0.07	92,50	86.69	0	0.01	
7	0.07	92.50	89.70	0	0.02	
8	0.07	92.50	90.37	0	0.66	
9	0.06	96.51	90.37	4.02	0	
10	0.06	96.61	90.38	0.1	0.1	

➤ Les modes :

**Figure IV.6:**Mode 01 Translation selon X**Figure IV.7:**Mode 02 Translation selon Y**Figure IV.8:**Mode 03 Torsion.

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants :

- $T_{an} = 0.39s$
- Les 1^{ier} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion.

- Les 8 premiers modes sont suffisants pour que la masse modale cumulée dépasse les **90%**.

IV.7 Vérifications règlementaires

➤ Période fondamentale théorique

Les RPA99/Versions 2003 (article 4.2.4.4), préconisent qu'il faut que la valeur de T_{an} calculée par la méthode analytique, ne dépasse pas la valeur T_{em} estimé par la méthode empiriques appropriée de plus de 30 %.

$$T_{em} = \min\{0.4; 0.52\} \rightarrow T_{em} = 0.4 \text{ s}$$

$$T_{an} = 0.39 \text{ s} < 1.3 * 0.4 = 0.52 \text{ s} \dots \text{CV}$$

➤ Vérifications de l'interaction Portiques-Voiles : selon RPA 99 version 2003 (art 3.4.4.a) p 19[5]

Selon les définitions données par le RPA99/V2003, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales repris par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous:

a. Sous charges verticales

Tableau IV.7: Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

Niveau	Charges (KN)		Pourcentage %	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
Base	8704.63	3264.73	72.72	27.28

b. Sous charges horizontales :

Tableau IV.8 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales.

Niveau	Portiques		Voiles		Portiques%		Voiles%	
	F_x (KN)	F_y (KN)	F_x (KN)	F_y (KN)	F_x (KN)	F_y (KN)	F_x (KN)	F_y (KN)
Base	203.86	62.54	487.22	596.02	29.5	9.5	70.5	90.5

F_x : La charge horizontale suivant X.

F_y : La charge horizontale suivant Y.

IV.6.3 Le coefficient de comportement **R** :(tableau 4.3) [5]

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
A	Béton armé	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Selon RPA 99 on adopte **R=3.5**.

IV.6.4 Calcul de l'excentricité:

IV.6.4.1 L'excentricité théorique:

$$e_X = |X_G - X_R|; e_Y = |Y_G - Y_R|$$

IV.6.4.2 L'excentricité accidentelle:

Dans notre cas (analyse tridimensionnelle) en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré suivant chaque direction.

$$e_{acc} = 0.05 \times L$$

L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique.

Tableau IV.9: Valeurs centre de masse et centre de torsion.

Plancher	X_G	Y_G	X_R	Y_R
RDC	12.96	4.64	13.04	5.32
1 ^{er} Etage	12.97	4.67	13.04	5.38
2 ^{ème} Etage	12.97	4.67	13.04	5.38
3 ^{ème} Etage	12.97	4.67	13.04	5.40
4 ^{ème} Etage	12.97	4.66	13.04	5.40
5 ^{ème} Etage	12.97	4.66	13.04	5.40
6 ^{ème} Etage	12.97	4.66	13.04	5.41
7 ^{ème} Etage	12.99	3.88	13.04	6.26

Tableau IV.10:L'excentricité théorique et accidentelle.

Plancher	L'excentricité théorique		L'excentricité accidentelle	
	e_x	e_y	$e_{acc} (0x)$	$e_{acc} (0y)$
RDC	0.08	0.67	1.3	0.62
1^{er} Etage	0.07	0.71	1.3	0.627
2^{ème} Etage	0.07	0.71	1.3	0.627
3^{ème} Etage	0.07	0.73	1.3	0.627
4^{ème} Etage	0.07	0.73	1.3	0.627
5^{ème} Etage	0.07	0.73	1.3	0.627
6^{ème} Etage	0.07	0.75	1.3	0.627
7^{ème} Etage	0.05	2.38	1.3	0.627

IV.6.5 Résultante des forces sismiques :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/Version2003 est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80%** de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Si $V_d \geq 0.8 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments...) dans le rapport : $r = \frac{0.8 V}{V_d}$

Les vérifications des forces sismiques sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.10:Vérification de l'effort tranchant à la base.

	V (KN)	0.8 × V(KN)	V_t (KN)	V_t > 0.8 V
Sens X	726.72	581.37	691.52	Condition vérifiée
Sens Y	609.16	487.32	658.75	Condition vérifiée

IV.6.6 Vérifications de l'effort réduit :

Les vérifications prescrites par le RPA99/version 2003 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 calculé est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} < 0.3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton $N_d = N_G + N_Q + N_E$

B_C : Section brute de la section de béton

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Les vérifications des sollicitations normales sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.11: Vérifications des Sollicitations normales.

Niveau	Poteau	N _d (KN)	B _c (m ²)	f _{c28} (MPa)	v	v < 0.3
6	30x30	57.25	0.09	25	0.025	Condition vérifiée
5	30x30	57.25	0.09	25	0.025	Condition vérifiée
4	35x35	139.68	0.1225	25	0.04	Condition vérifiée
3	35x35	139.68	0.1225	25	0.04	Condition vérifiée
2	40x35	445.47	0.14	25	0.12	Condition vérifiée
1	40x35	445.47	0.14	25	0.12	Condition vérifiée
RDC	40x35	445.47	0.14	25	0.12	Condition vérifiée

IV.6.7 Justification de la stabilité au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. (RPA99/version 2003 article 4.41).

Il faut vérifier que :

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} \geq 1.5$$

Avec :

M_{rv} : Moment de renversement. $M_{rv} = \sum F_i \cdot h_i$

F_i : Force sismique à l'étage i.

h_i : La hauteur de niveau i.

M_{st} : Moment stabilisant ou moment résistant $M_{st} = \sum W_i \cdot L_i$.

W_i : Poids total de la structure.

L_i : Coordonné de centre de masse de chaque étage.

Sens longitudinal (Sens-X)

Tableau IV.12: Vérification au renversement (sens X).

Etage	M _{rv}			M _{st}		
	F _{xi} (KN)	h _i (m)	F _{xi} · h _i (KN. m)	W _i (KN)	L _{xi} (m)	W _i · L _{xi} (KN. m)
6	51.17	3.10	158.62	315.732	12.94	4085.57
5	239.30	3.10	741.81	1840.21	12.94	23812.31
4	348.93	3.10	1081.68	3369.51	12.94	43601.45
3	502.60	3.10	1558.06	4898.51	12.94	63386.71
2	592.06	3.10	1835.38	6428.18	12.94	83180.64
1	656.20	3.10	2034.22	7957.51	12.94	102970.17
RDC	691.52	3.40	2351.16	9499.62	12.94	122925.08
	$\sum F_i \cdot h_i$		9760.93	$\sum W_i \cdot L_i$		443961.91

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} = \frac{443961.91}{9760.93} = 45.43 > 1.5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée dans le sens longitudinal (sens-X).

Sens transversal (Sens-Y)

Tableau IV.13: Vérification au renversement (sens-Y).

Etage	M_{rv}			M_{st}		
	F_{yi} (KN)	h_i (m)	$F_{yi} \cdot h_i$ (KN. m)	W_i (KN)	L_{yi} (m)	$W_i \cdot L_{yi}$ (KN. m)
6	59.15	3.10	183.36	315.732	2.89	912.5
5	257.77	3.10	799.08	1840.21	5.06	9311.5
4	386.60	3.10	1198.46	3369.51	5.06	17049.72
3	478.44	3.10	1483.16	4898.51	5.06	32526.59
2	559.60	3.10	1734.76	6428.18	5.06	32526.59
1	625.76	3.10	1939.36	7957.51	5.06	40265
RDC	658.75	3.40	2239.75	9499.62	5.06	48353.06
	$\sum F_i \cdot h_i$		8857.93	$\sum W_i \cdot L_i$		172561.96

$$\frac{M_{st}}{M_{rv}} = \frac{172561.96}{8857.93} = 1.95 > 1.5$$

Donc la stabilité au renversement est vérifiée dans le sens longitudinal (sens-Y).

IV.6.8 Vérification des déplacements latéraux inter- étages

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter étages, selon l'article (5.10 des RPA99/Version2003),

les conditions ci-dessous doivent nécessairement être vérifiées :

$$\begin{cases} \Delta_{k(x)} < \bar{\Delta} \\ \Delta_{k(y)} < \bar{\Delta} \end{cases}$$

$\bar{\Delta}$: Déplacement admissible inter-étage $\bar{\Delta} = 1\% \cdot h_e$

h_e : Hauteur d'étage.

$\Delta_{k(x,y)}$: Déplacement relative au niveau k par rapport au niveau $k-1$

Avec : $\Delta_{k(x,y)} = \delta_k - \delta_{k-1}$

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau k de la structure $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

δ_{ek} : Déplacement dû à la force sismique F_k .

R : Coefficient de comportement $R = 3.5$

Les déplacements inter-étages sont vérifiés sous combinaison des charges $0.8G + E$

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

✓ Sens longitudinal (Sens-X)

Tableau IV.14: Vérification des déplacements latéraux inter-étages (sens-X).

Etage	h_e (cm)	R	δ_{ek}^x (cm)	δ_k^x (m)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (m)	$\Delta_{k(x)} < \bar{\Delta}$
RDC	340.00	3.5	0.3	1.05	1.05	3.40	CV
1	310.00	3.5	0.7	2.45	0.95	3.10	CV
2	310.00	3.5	1.2	4.2	1.75	3.10	CV
3	310.00	3.5	1.6	5.6	1.4	3.10	CV
4	310.00	3.5	2	7	1.4	3.10	CV
5	310.00	3.5	2.3	8.05	1.05	3.10	CV
6	310.00	3.5	2.5	8.75	0.7	3.10	CV

✓ Sens transversal (Sens-Y)

Tableau IV.5: Vérification des déplacements latéraux inter- étages (sens-Y).

Etage	h_e (cm)	R	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^y (m)	$\Delta_{k(y)}$ (cm)	$\bar{\Delta}$ (cm)	$\Delta_{k(y)} < \bar{\Delta}$
RDC	340.00	3.5	0.1	0.35	0.35	3.40	CV
1	310.00	3.5	0.3	1.05	0.7	3.10	CV
2	310.00	3.5	0.6	2.1	1.05	3.10	CV
3	310.00	3.5	0.9	3.15	1.05	3.10	CV
4	310.00	3.5	1.2	4.2	1.05	3.10	CV
5	310.00	3.5	1.5	5.25	1.05	3.10	CV
6	310.00	3.5	1.7	5.95	0.7	3.10	CV

IV.6.9 Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$

Les effets du deuxième ordre (ou l'effet de $P - \Delta$) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux (Article 5.9 des RPA99/V2003) :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} < 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : Déplacement relative au niveau k par rapport au niveau $k - 1$

h_k : Hauteur de l'étage k

Les résultats numériques sont présentés dans les tableaux suivants :

Sens longitudinal (Sens-X)

Tableau IV.16: Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$ (Sens-X).

Etage	h_k (cm)	P_k (KN)	$\Delta_{k(x)}$ (cm)	V_k^x	θ_x	$\theta_x < 0.1$
RDC	340.00	9499.62	1.5	691.52	0.06	CV
1	310.00	7957.51	2	656.20	0.07	CV
2	310.00	6428.18	2.5	592.06	0.08	CV
3	310.00	4898.85	2	502.06	0.06	CV
4	310.00	3369.51	2	384.60	0.05	CV
5	310.00	1840.21	1.5	239.30	0.037	CV
6	310.00	315.732	1	51.17	0.02	CV

✓ Sens transversal (Sens-Y)

Tableau IV.17:Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Sens-Y).

Etage	h_k (cm)	P_k (KN)	$\Delta_{k(y)}$ (cm)	V_k^y	θ_y	$\theta_y < 0.1$
RDC	340.00	9499.62	0.5	658.75	0.02	CV
1	310.00	7957.51	1	625.76	0.04	CV
2	310.00	6428.18	1.5	559.60	0.05	CV
3	310.00	4898.85	1.5	478.44	0.05	CV
4	310.00	3369.51	1.5	386.60	0.04	CV
5	310.00	1840.21	1.5	257.77	0.03	CV
6	310.00	315.732	1	59.15	0.025	CV

Puisque tous les coefficients θ sont inférieurs à 0.10 dans les deux sens, donc l'effet P – Δ peut être négligé.

IV.8 Conclusion :

A partir de l'étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.

CHAPITRE V

FERAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Introduction:

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tout genre de sollicitations.

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur le **CBA93**[3] et le **RPA99 version 2003**[5]

V.2 Les combinaisons d'actions :

Ce sont des ensembles de lois constituées par les différentes actions (G, Q et E), ces combinaison varient selon la situation (durable ou accidentelle), Elles représentent une étape indispensable pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

V.2.1 Les actions :

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées directement à la structure ou dues aux déformations imposées (variations de température, retrait, fluage...etc.).

- Action permanente G : due au poids propre de la structure.
- Action variable Q : due au chargement d'exploitation de la structure.
- Action accidentelle E : provenant de phénomènes rares, tels que les séismes ou les chocs.

V.2.2 Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (normaux ou tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion) calculés à partir des combinaisons d'actions par des méthodes forfaitaires ou celles de la résistance des matériaux.

V.2.3 Les combinaisons des charges:

- **Les combinaisons du BAEL91 (situation durable) : [1]**

Le **BAEL91** exige deux types de combinaisons d'actions selon les deux états limites :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- **Les combinaisons du RPA99 (situation accidentelle): [5]**

Pour la détermination des sollicitations nécessaires au calcul des éléments résistants, le règlement parasismique Algérien prend en compte la force sismique comme une action accidentelle (E) dans ses combinaisons d'actions qui sont :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E.$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) dans les situations durable et accidentelle, sous l'effet des sollicitations les plus défavorables selon les deux sens.

V.3 Étude des poteaux:

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux assurant la transmission des efforts à partir des poutres aux fondations ; et ainsi ils jouent un rôle très important dans le contreventement de la structure.

Un poteau est soumis à un effort normal « N » excentré par rapport aux axes et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal dû à l'action horizontale. Donc les poteaux sont soumis à la flexion composée. Une section soumise à la flexion composée peut être calculée comme :

- Une section en compression centrée CC.
- Une section entièrement tendue ET.
- Une section entièrement comprimée EC.
- Une section partiellement comprimée PC.

La section d'acier sera calculée pour trois combinaisons, et on choisit la plus défavorable (la valeur maximale) :

- 1er cas: N_{\max} et M correspondant.
- 2ème cas: N_{\min} et M correspondant.
- 3ème cas: M_{\max} et N correspondant.

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les couples des sollicitations suivants :

$$\text{RPA99 b(art.5.2):} \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

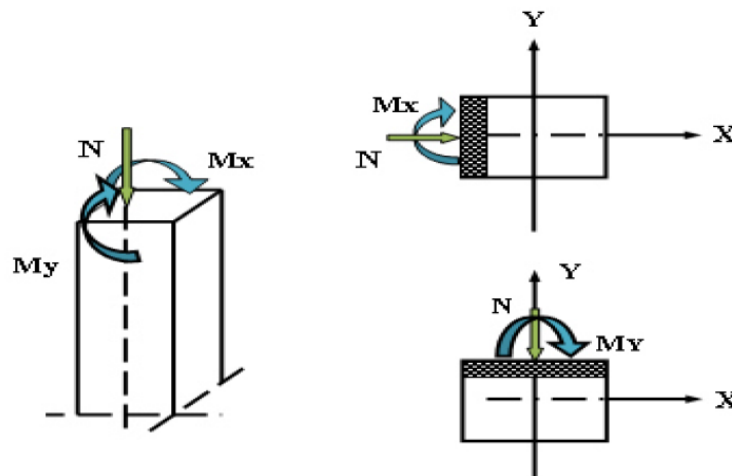


Figure V.1: Les sollicitations revenantes aux poteaux.

V.3.1 Etapes de calcul selon BAEL91[1] :

Le calcul se fera en flexion composée sous un effort normal N et un moment fléchissant M comme suit selon la combinaison la plus défavorable :

$$M_u = e \times N_u \quad \text{Avec : } e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} ;$$

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right) ;$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \emptyset)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_U}{1.5 \times M_{ser}}\right)$$

e_1 : Excentricité du premier ordre à l'ELU

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

φ : Rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

V.3.2 Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1): [5]

V.3.2.1 Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en **zone IIa**).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en **zone courante**).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en **zone de recouvrement**).
- $\emptyset_{min} \geq 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement est de **40 \emptyset** en **zone IIa**.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm** (en **zone IIa**).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

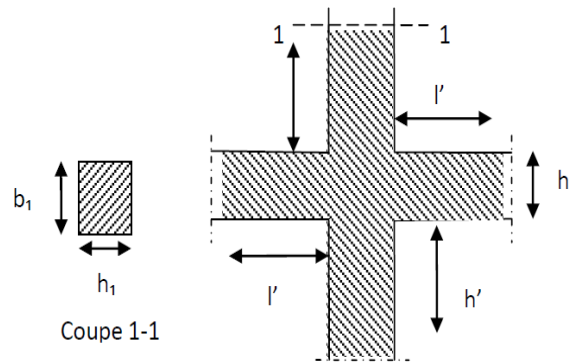
La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2h'$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right)$$

$(b_1 \times h_1)$ section de poteau.

h_e : Hauteur d'étage.



Remarque :

Notre ferrailage des poteaux est représenté en zones suivantes :

- Zone 01: RDC et 1^{er} et 2^{ème} étage avec des poteaux de dimensions (35 x 40).
- Zone 03 : 3^{ème} et 4^{ème} étage avec des poteaux de dimensions (35 x 35).
- Zone 04 : 5^{ème} et 6^{ème} étage avec des poteaux de dimensions (30 x 30).

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99[5] sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{max} BAEL (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
					Zone courante	Zone de recouvrement
RDC+1 ^{er} +2 ^{ème}	35 x 40	2.8	70	11.2	56	84
3 ^{ème} +4 ^{ème}	35 x 35	2.45	61.25	9.8	49	73.5
5 ^{ème} +6 ^{ème}	30 x 30	1.8	45	7.2	36	54

V.3.2.2 Les armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_c}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totales de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5; \\ \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5; (\lambda_g \text{ élancement géométrique}). \end{array} \right.$$

t : l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_1, 15\text{cm}) & \text{En zone IIa} \\ \text{Dans la zone courante : } t \leq 15\phi_1 & \text{En zone IIa} \end{array} \right.$$

Où : ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

V.3.2.3 La quantité d'armatures transversales minimales

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\%(t \cdot b_1) \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\%(t \cdot b_1) \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{array} \right.$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau. $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.3.2.4 Coffrage : RPA7.4.1[5]

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq 25$ cm en zone IIa.
- $\text{Min}(b_1; h_1) \geq h_e / 20$.

- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$.

V.3.3 Ferrailage des poteaux :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et le moment fléchissant (M). Les poteaux seront ferrillés à partir des résultats obtenus de l'analyse dynamique qui a été effectuée par le logiciel Robot.

- Les poteaux sont soumis aux efforts revenant de la combinaison ($G + Q \pm E$) suivants:

- Effort Normal,
- Effort Tranchant,
- Moment Fléchissant.

- Le résumés des sollicitations données par le logiciel ROBOT.

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

$N > 0$: Effort de traction.

$N < 0$: Effort de compression.

Tableau V.2: Les sollicitations dues aux poteaux.

	ELU		0,8G ± E		G + Q ± 1.2E		Vmax
	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$		
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	
Poteau 35×40	992.68	7.58	174.11	9.55	318.49	36.97	184,78
Poteau 35×35	503.01	24.93	33.06	20.48	40.43	122.24	137,29
Poteau 30×30	218.16	22.61	20.36	5.64	113.16	26.80	77.61

V.3.3.1 Exemple de calcul

On calcule le poteau de section (35×40) et le reste des résultats de ferrailage seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$b = 0.35 \text{ m}$; $h = 0.40 \text{ m}$; $d = 0.9h = 0.36 \text{ m}$; $d' = 0,04 \text{ m}$; Fissuration préjudiciable.

• Etat limite de stabilité de forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément au BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} ; e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) ; e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec:

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre. $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$ Où $\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

A) Détermination des sections d'acier :

Exemple de calcul sur les poteaux de : RDC, 1^{er}, 2^{eme} étage avec la section de (35*40) cm² :

❖ 1^{er} cas:

$$\begin{cases} N^{\max} = 992.68 \text{ KN.m} \\ M^{\text{corr}} = 7.58 \text{ KN} \\ M^{\text{scorr}} = 6.43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{7.58}{992.68} = 0.007\text{m}$$

$e_G = 0.007 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.2\text{m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

N est un effort de traction donc la section est entièrement tendue (SET).

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max \left[2\text{cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2\text{cm}, 1.36\text{cm}] = 0.02\text{m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 2.7\text{cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.38}{0.40} \leq (15; 20 \times \frac{0.027}{0.40}) = 5.95 < \max(15; 1.35) \dots CV$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

Donc on calcul e_2 .

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3]

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha \phi)$$

α : le rapport de moment de premier ordre de la charge permanente au moment total de premier ordre.

$\phi = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané.

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{7.58}{1,5(6.43)} \right) = 2.15$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.40)^2}{10^4 \times 0.40} \times (2 + 2.15 \times 2) = 0.0267m$$

$$e_2 = 2.67cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 5.37cm$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 350 \times 400 \times 14.16 = 19824 KN$$

$$M_2 = (992.68 - 1982.4) \left(\frac{0.40}{2} - 0.04 \right) = -158.35KN \dots \dots CV$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$992.68 \left(\frac{0.40}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.04) \times 1982.4 = -44.17$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d') N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 1982.4 \times 0.40 + 992.68 \left(\frac{0.40}{2} - 0.04 \right) - 7.58}{(0.8571 \times 0.40 - 0.04) \times 1982.4}$$

$$\Psi = 0.74 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 992.68 \times 0.0537 = 53.30KN.m$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 53.30 + 992.68 \left(0.36 - \frac{0.40}{2} \right) = 212.12KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{212.12 \times 10^6}{350 \times 360^2 \times 14.2} = 0.32$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{fe}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1.5(20)10^4} = 1.73\text{‰}$$

$$\alpha_{limt} = \frac{2,43}{2,43 + 0,59} = 0.80$$

$$\mu_{limit} = 0.8\alpha_{limit} (1 - 0.4\alpha_{limit}) = 0.43$$

$$\mu_{bu} = 0.32 < \mu_l = 0.392 \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.32}) = 0.5$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.5) = 0.8$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{212.12 \times 10^3}{0.8 \times 0.36 \times 348}$$

$$A_1 = 21.16 \text{ cm}^2$$

• **Revenir à la flexion composée :**

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{992.68 \times 10^3}{348} - 2116$$

$$A_2 = 7.36 \text{ cm}^2$$

❖ **2^{eme} cas**

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{\max} = 174.11 \text{ KN.m} \\ N^{\text{corr}} = 9.55 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$e_G = \frac{Mu}{Nu} = \frac{9.55}{174.11} = 0.054 \text{ m}$$

$$e_G \leq d - \frac{h}{2} = (36 - \frac{40}{2}) \Rightarrow 5.4 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

$$M_u = +N_u \left(d - \frac{h}{2} + e_G \right) = 174.11 \times \left(0.36 - \frac{0.4}{2} + 0.054 \right) = 18.45 \text{ KN.m}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{(d - d')\sigma_s} = \frac{18.45 \times 10^6}{(360 - 40)348} = 165.67 \text{ mm}^2 = 1.65 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{174.11 \times 10^3}{348} - 165.67 = 334.64 \text{ mm}^2 = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + A_2 = 4.99 \text{ cm}^2$$

❖ **3^{eme} cas**

$$\left\{ \begin{array}{l} M^{\max} = 318.49 \text{ KN.m} \\ N^{\text{corr}} = 36.97 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{Mu}{Nu} = \frac{36.97}{318.49} = 0.11 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité additionnelle e_a : (BAEL A.4.3.5) [2]

$$e_a = \max \left[2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right] \Rightarrow e_a = \max [2 \text{ cm}, 1.36 \text{ cm}] = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 13 \text{ cm}$$

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h}) = \frac{2.38}{0.40} \leq (15; 20 \times \frac{0.13}{0.40}) = 5.95 < \max(15; 6.50) \dots \text{CV}$$

Donc le calcul se faire dans la flexion composée :

- Donc on calcul e_2

Vérification de l'excentricité due aux effets du second ordre : (CBA93 A.4.3.5) [3].

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} \times (2 + \alpha\phi)$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right) = 10 \left(1 - \frac{36.97}{1,5(35.08)} \right) = 2.9$$

$$e_2 = \frac{3 \times (0.7 \times 3.4)^2}{10^4 \times 0.40} \times (2 + 2.15 \times 2) = 0.033m$$

$$e_2 = 3.3cm$$

$$e = e_1 + e_2 = 16.3cm$$

Il faut vérifier que :

$$M_2 = (N_u - N_0) \left(\frac{h}{2} - d' \right) > M_u$$

$$N_0 = bhf_{bu} = 350 \times 400 \times 14.16 = 1982.4KN$$

$$M_2 = (36.97 - 1982.4) \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) = -311.26KN.m$$

$$M_3 = N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - (0.337h - 0.81d') N_0 \leq M_u$$

$$36.97 \left(\frac{0.4}{2} - 0.04 \right) - (0.337 \times 0.40 - 0.81 \times 0.04) \times 1982.4 = -325.53KN.m.$$

$$\Psi = \frac{0.3754N_0h + N_u \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_u}{(0.8571h - d')N_0}$$

$$\Psi = \frac{0.3754 \times 1982.4 \times 0.4 + 36.97 \left(\frac{0.40}{2} - 0.04 \right) - 70.5}{(0.8571 \times 0.4 - 0.04) \times 1982.4}$$

$$\Psi = 0.50 < 0.8095$$

La section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple :

$$M_u = N_u \times e = 36.97 \times 0.163 = 51.91KN.m$$

$$M_{uA} = M + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 51.91 + 318.49 \left(0.36 - \frac{0.4}{2} \right) = 102.86KN.m$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{102.86 \times 10^6}{350 \times 360^2 \times 14.16} = 0.17$$

$$\mu_{bu} = 0.17 < \mu_l = 0.392 \dots \dots \dots A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.17}) = 0.23$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.23) = 0.9$$

$$A_1 = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s}$$

$$A_1 = \frac{102.86 \times 10^3}{0.9 \times 0.36 \times 348} = 912.26mm^2 \Rightarrow A_1 = 9.12cm^2$$

• Revenir à la flexion composée

$$A_2 = \frac{N_u}{\sigma_s} - A_1 = \frac{318.49 \times 10^3}{348} - 912.26$$

$$A_2 = 2.94 \text{ cm}^2$$

• Armatures finales :

$$A_f = \max(A_{calculer}, A_{BAEL}, A_{RPA})$$

⇒ La section des armatures longitudinale

$$A \text{ calculer : } A = 7.36 \text{ cm}^2.$$

- Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art A.8.1, 21) :

$$A_u(\text{min}) = \max(0,2\% B ; 4\% P)$$

Avec :

B : Section de béton.

P : Périmètre de la section en mètre.

$$A_u(\text{min}) = \max[0,2\% (35 \times 40d) ; 4\% 170].$$

$$A_u(\text{min}) = \max(2.8 \text{ cm}^2; 6.8 \text{ cm}^2).$$

$$A_u(\text{min}) = 6.8 \text{ cm}^2.$$

- Le pourcentage maximal des armatures :

$$A_u(\text{max}) = 5\% B = 70 \text{ cm}^2.$$

- Selon l'RPA 99 / version 2003 (Art 7.4.2) :

$$A_u(\text{min}) = 0,8\% B = 0.008 (35 * 40)$$

$$A_u(\text{min}) = 11.2 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3: Ferrailages longitudinaux des poteaux.

Niveaux	Sections cm ²		A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	Choix cm ²	A _{adp} cm ²
	h	B				
RDC+1+2 ^{eme}	35	40	7.36	11.2	2HA12+6HA14	11.5
3+4 ^{eme}	35	35	3.34	9.8	6HA12+2HA14	10.05
5+6 ^{eme}	30	30	2.94	7.2	8HA12	9.05

B) Armatures transversales (RPA article.7.4.2.2). [5]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

On calcul les armatures transversales du poteau de section (35 × 40) cm²

$$L_r = 40\phi_{\text{min}} \Rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

$$\phi_{1 \text{ min}} = 2 \text{ cm} ; L_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,40$$

$$L_f = 2.38\text{m}$$

$t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$ En zone nodale (zone II).

On adoptera $t = 10 \text{ cm}$

$t \leq 15\phi_1$ En zone courante

On adoptera $t = 10 \text{ cm}$

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à:

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{ Si } \lambda_g \geq 5.$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{ Si } \lambda_g < 5.$$

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g Est l'élanement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ Ou } \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.38}{0.4} = 5.95 > 5$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2.38}{0.35} = 6.8 > 5$$

Donc :

$$\rho_a = 2,5.$$

S_t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en **zone IIa** comme suit :

En zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_1 ; 15\text{cm})$

$$S_t \leq \min(10 \times (1.2) ; 15\text{cm})$$

$$S_t \leq 12\text{mm}$$

$$S_t = 10\text{mm}$$

Dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_1$

$$S_t \leq 15\phi_1$$

$$S_t \leq 15 \times (1.2)$$

$$S_t \leq 18\text{mm}$$

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

Φ_1 : Le diamètre minimal des armatures longitudinales des poteaux

Calcul de la section de ferrailage transversale minimale $A_{t \min}$

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{\min} = 0,3\%(t \times b_1)$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{\min} = 0,8\%(t \times b_1)$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u max (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t min	Choix	A _t (cm ²)
RDC	35×40	2.38	6.8	2.5	184.7	N	10	1.2	6T8	3.02
						C	15	1.8		
1 ^{er} +2 ^{eme}	35×40	2.17	6.2	2.5	184.7	N	10	1.5	6T8	3.02
						C	15	1.2		
3 ^{eme} +4 ^{eme}	35×35	2.17	6.2	2.5	137.2	N	10	1.05	6T8	3.02
						C	15	4.2		
5 ^{eme} +6 ^{eme}	30×30	2.17	7.23	2.5	77.41	N	10	0.90	6T8	3.02
						C	15	1.35		

D’après le code de Béton Armé (CBA93. Article A7.1.3). Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers (1/3) du diamètre des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{l\max}}{3} = \frac{10}{3} = 3.33 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$$

La contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

- τ_u: Contrainte de cisaillement,
- T_u: L’effort tranchant pour l’état limite ultime,
- b: Largeur de la section du poteau,
- d: Hauteur utile de la section du poteau.

- **Selon BAEL99: [1]**

Fissuration préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min [0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

- **Selon RPA99 v 2003: [5]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \dots \dots \dots \text{Si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \dots \dots \dots \text{Si } \lambda < 5 \end{cases}$$

Tableau V.4 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	lf (m)	Λg	ρ _d	d (cm)	T _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	observation
RDC	35×40	2.38	6.8	0,075	36	184.7	1.46	1.875	C.V
1 ^{er} +2 ^{eme}	35×40	2.17	6.2	0.075	36	184.7	1.46	1.875	C.V
3 ^{eme} +4 ^{eme}	35×35	2.17	6.2	0,075	31.5	137.2	1.24	1.875	C.V
5 ^{eme} +6 ^{eme}	30×30	2.17	7.23	0,075	27	77.61	0.95	1.875	C.V

C) Vérification de stabilité de forme (CBA 93Article B.8.4.1) [3]

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement.

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \Rightarrow L_f = 0,7L_0 = 2,38 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} \text{ (rayon de giration)}$$

$$D'où : \lambda = \frac{l_f}{i} ; B_r = (a - 2) \times (b - 2) \text{ (section réduite).}$$

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.5 : Vérification des poteaux au flambement.

Niveaux	RDC+1+2 ^{eme}	3+4 ^{eme}	5+6 ^{eme}
b × h (cm²)	35×40	35×35	30×30
L₀(m)	3,40	3,10	3,10
L_f(m)	2,38	2,17	2,17
i(m)	11.54	10.10	8.66
λ	0.21	0.21	0.25
α	0.84	0.84	0.85
B_r(m²)	0.1254	0.1089	0.0784
\bar{N}(KN)	2736.32	2995.22	2029.08
N_u(KN)	2100	1837.5	1350
Observation	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée	Condition Vérifiée

D) Longueur de recouvrement

Selon RPA (Art 7.4.2.1) [5] La longueur minimale de recouvrement est:

$$L_r \geq 40 \times \emptyset \text{ en zone IIa}$$

Tableau V.6 :Longueur de recouvrement.

b × h (cm²)	35×40	35× 35	30× 30
∅_{l max} (mm)	14	14	12
L_r	56	56	48

⇒ **Vérification de la contrainte à l'E.L.S**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$M_s = 6.43 \text{ KN.m}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} \times y^2 + \eta \times A'_s (y - c') - n \times A_s (d - y) = 0$$

$$\text{Avec } \rightarrow n = 15$$

$$h \times A'_s (y - c') = 0$$

$$\frac{40}{2} y^2 - 15 \times 25.3(36 - y) = 0$$

$$20y^2 + 379.5y - 13662$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 1112.2$$

$$y = \frac{1112.2 - 379.5}{2 \times 20} = 18.31 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + n \times A_s (d - y)^2$$

$$I_t = \frac{40 \times 18^3}{3} + 15 \times 25.3(36 - 18)^2 = 200606.43 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{6.43 \times 10^6 \times 18}{200606.43 \times 10^4} = 5.7 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \rightarrow \text{cv}$$

Les cadres doivent être formés par un crochet de 135° et une longueur de $10\phi_s$.

V.4 Schéma de ferraillage des poteaux :

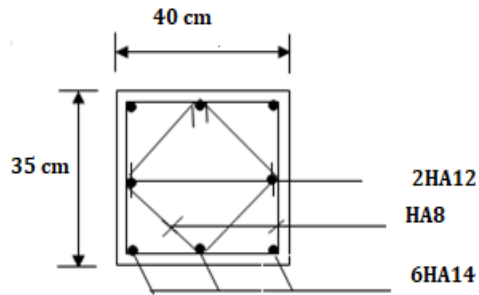


Figure V.3 : Schéma de ferraillage de poteaux $40 \times 35 \text{ cm}^2$

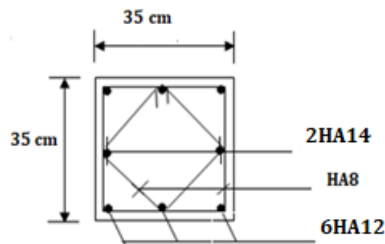


Figure V.4 Schéma de ferraillage de poteaux $35 \times 35 \text{ cm}^2$

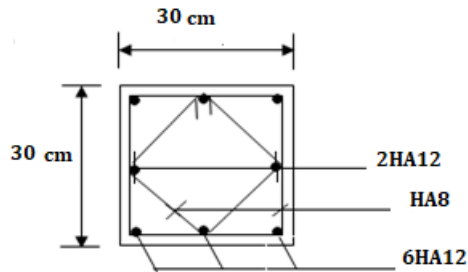


Figure V.5: Schéma de ferraillage de poteaux 30×30

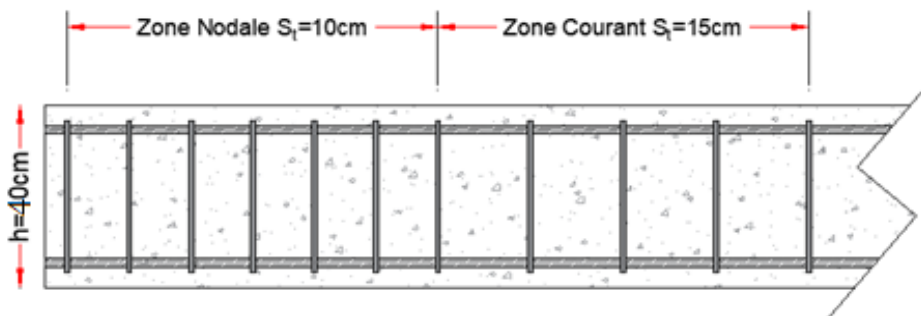


Figure V.6 : Schéma de l'espacement zone courante et zone nodale.

V.4 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux leur rôle est transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont sollicitées par des moments de flexion. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui supportent les poutrelles et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99 on tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT.

On fait le calcul pour les combinaisons suivantes :

- Selon le BAEL 91 les Combinaisons fondamentales sont : article A.3.3
 - $1,35G + 1,5Q$ (ELU).
 - $G + Q$ (ELS).
- Selon le RPA 99/v2003 les Combinaisons accidentelles sont : article 5.2
 - $G + Q \pm Ex,y$
 - $0,8G \pm Ex,y$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/2003 : [5]

V.4.1.1 Armatures longitudinales :(RPA A.7.5.2.1) [5]

- ✓ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton,
- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
 - ✓ La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa.
 - ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.4.1.2 Armatures transversales : (RPA A.7.5.2.1) [1]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$
- ✓ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \varnothing_1 \right)$ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- ✓ La valeur du diamètre des armatures longitudinales \varnothing_1 à prendre est le plus petit diamètre utilisé et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.4.2 Ferrailage des poutres :

V.4.2.1 Poutre principale :

❖ Exemple de calcul :

a) Les armatures longitudinales :

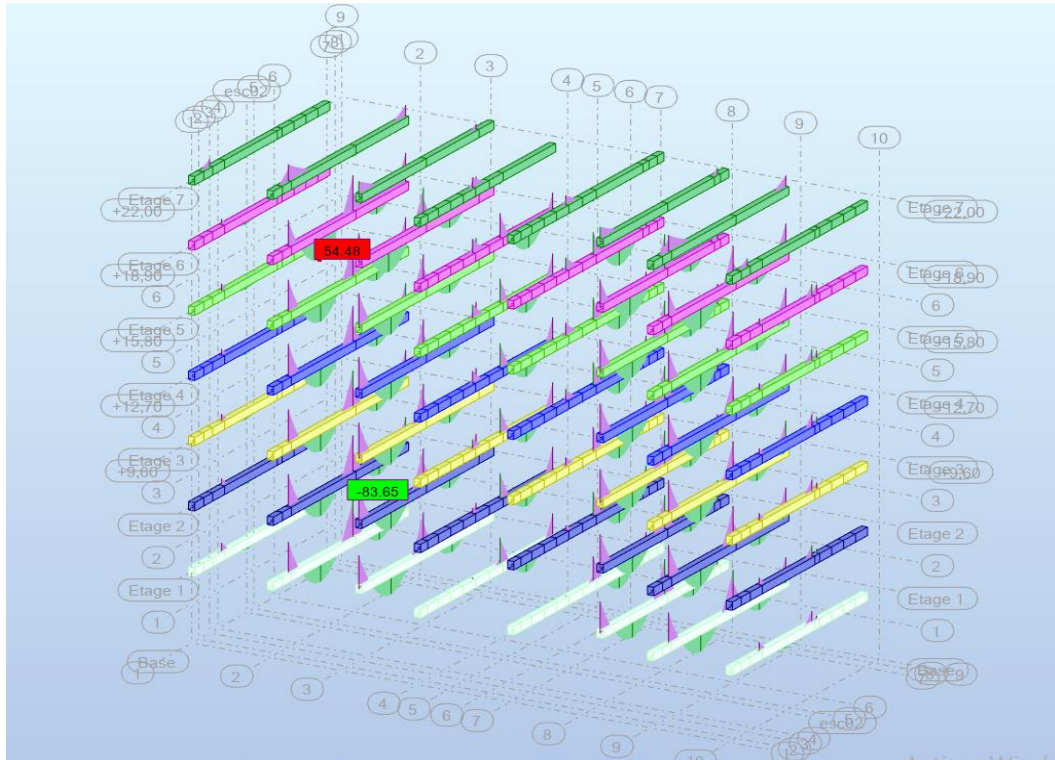


Figure V.7: Résultat de sollicitation de PP à ELU.

Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le ROBOT.

Tableau V.6: Sollicitations de la poutre principal

Pouters	M _t ^{max} (KN.m)	combinaison	M _a ^{max} (KN.m)	combinaison	V ^{max} (KN.m)	Combinaison
P.P (40× 30)	54.48	1.35G+1.5Q	-83.65	1.35G+1.5Q	40.38	1.35G+1.5Q

Tableau V.7 : Tableau récapitulatif de la poutre principal.

Section	M _u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A _{st} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
Travée	54.48	0.1	0.132	341	4.6	6.79	6HA12
Appuis	-83.65	0.151	0.205	330.48	7.27	9.24	6HA14

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1) [1]

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

⇒ As > A_{min}cv

❖ **Armatures minimales :(RPA A.7.5.2.1) [5]**

$$A_{\min} = 0,5\% (b \times h) = 0,5\% (30 \times 65) = 9,75 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures maximales : (RPA A.7.5.2.1) [5]**

$$\text{Zone courante : } A_{\max} = 4\% (b \times h) = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{\max} = 6\% (b \times h) = 72 \text{ cm}^2$$

b) Calcul du ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) :

$$\phi_t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi_l) \text{ Avec :}$$

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi_t \leq \min (40 / 35 ; 30 / 10 ; 1,4)$$

$$\phi_t = 1,14 \text{ cm} \text{ Donc on prend } \phi_t = 8 \text{ mm}$$

❖ **Calcul de l'espacement :**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12 \times 1,4 \right) = 10 \text{ cm. dans la zone nodale :} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 10 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{array} \right.$$

❖ **La section minimale des armatures transversales :**

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

❖ **La longueur minimale de recouvrement :**

$$L_r = 50 \times \phi_l = 50 \times 1,14 = 57 \text{ cm.}$$

V.4.2.2 Poutre secondaire:❖ **Exemple de calcul :****c) Les armatures longitudinales :**

- ✓ Les sollicitations obtenues pour les différentes combinaisons sont données par le logiciel ROBOT.

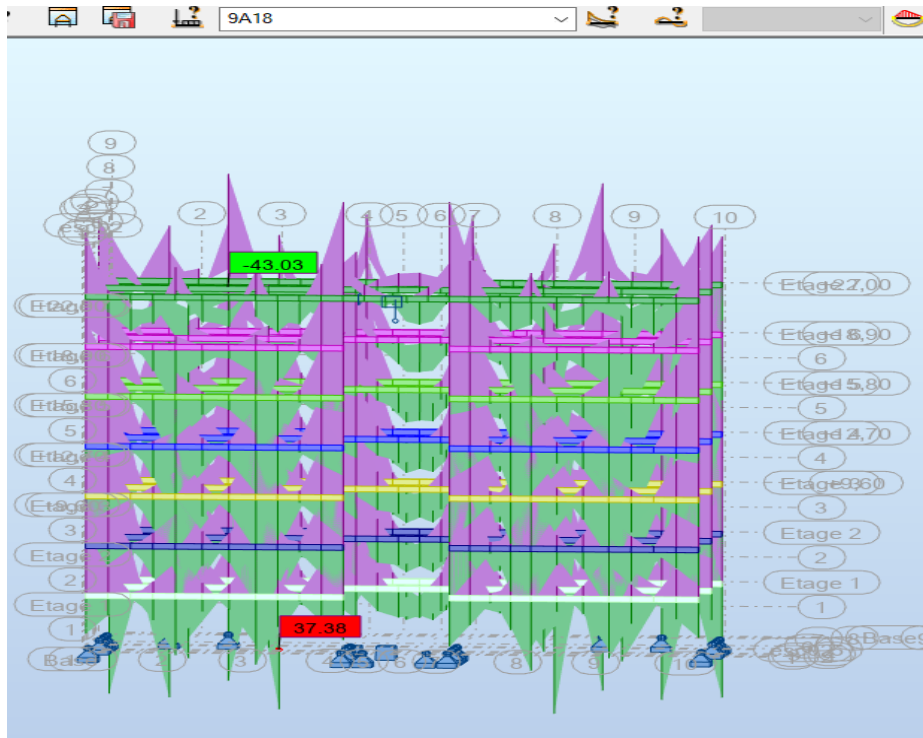


Figure V.8: Résultat de sollicitation de PS à ELU.

Tableau V.8: Sollicitations maximales dans les poutres secondaires.

Poutres	M_t^{max} (KN.m)	Combinaison	M_a^{max} (KN.m)	combinaison	V^{max} (KN.m)	combinaison
P.S (30× 35)	43.34	G+Q+1.2Ey	38.96	G+Q+1.2Ey	20.97	G+Q+1.2Ey

Tableau V.9: Tableau récapitulatif de la poutre secondaire.

Section	M_u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A_{st} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Choix des armatures
Travée	43.34	0.1	0.13	298.6	3.75	4.52	4HA12
Appuis	38.96	0.1	0.13	298.6	4.17	4.52	4HA12

❖ Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)[1]

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

❖ Armatures minimales :

$$A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2 < A_{appuis} + A_{travée} \dots \dots cv$$

❖ **Armatures maximales :**

Zone nodale : $A_{\max} = 4\% (b \times h) = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% (b \times h) = 63 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul du ferrailage transversal :**

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91) [1] :

$$\phi t \leq \min (h / 35 ; b / 10 ; \phi_l)$$

Avec :

ϕ_l : diamètre minimal des armatures longitudinales du poutre.

$$\phi t \leq \min (35 / 35 ; 30 / 10 ; 1.2).$$

$\phi t = 1 \text{ cm}$ Donc on prend $\phi t = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

❖ **Calcul de l'espacement :(RPA A.7.5.2.2)**

L'espacement est calculé par le RPA99 V2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_l \right) = \min \left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1.2 \right) = 8.75 \text{ cm. dans la zone nodale :} \\ \text{en dehors de la zone nodale: } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \\ \left\{ \begin{array}{l} S_t = 8 \text{ cm zone nodale} \\ S_t = 15 \text{ cm zone courante} \end{array} \right. \end{array} \right.$$

❖ **La section minimale des armatures transversales :**

$$A_{t_{\min}} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 50 \times \phi_l = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm}$$

Section	A appui	A travée	A trans	ST nodale	ST courante	L _r
PP (30*40)	6HA14	6HA12	cadre + étrier	10	15	70
PS (30*35)	4HA12	4HA12	cadre + étrier	8	15	60

V.4.3 Vérifications :**V.4.3.1 poutre principale****A) Vérification des contraintes tangentielles :**

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{40.38 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.37 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \text{ (F.P.P)} \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0037\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

• **Vérification à l'ELS :**

- ✓ A l'état limite d'ouvertures des fissures : Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ A l'état limite de compression du béton : La fissuration est peu préjudiciable donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

Détermination de la valeur de "y" :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0 \quad \text{avec: } n = 15$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA'_s(d - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

• **Vérification de la compression du béton :**

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.11: Vérification de la compression du béton.			
Section	T _{max} (KN)	0.4 × b × a × $\frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	vérification
PP (40×30)	40.38	800	Oui

• **Vérification de la flèche :** (CBA article B.6.5.1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

Avec : h=0.40 m et l=5.40 m.

$$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.07 > 0.062 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.07 > 0.085 \dots\dots\dots c. v$$

$$\frac{A_{s\text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0058 < 0.085 \dots\dots\dots c. v .$$

Donc : pas de risque de flèche.

V.4.3.2 Poutre secondaire :

A) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{20.97 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.22 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.22 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

Pas de risque de cisaillement.

B) Vérification à l'ELS :

Les résultats trouvés en travée et sur appui sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12: Vérification des contraintes (PS) à l'ELS						
	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm²)	Y(cm)	I(cm⁴)	σ_{bc}(MPa)	σ_{bc} ≤ σ̄_{bc}
travée	-19.20	4.52	8.98	41626.30	4.55	Vérifiée
Appuis	14.94	4.62	9.97	42033.65	3.54	

C) Vérification de la compression du béton :

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6: Vérification de la compression du béton.			
Section	T_{max} (KN)	$0.4 \times b \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	Vérification
PS (30×45)	20.97	9000	Oui

D) Vérification de la flèche : (CBA article B.6.5.1) [2]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Avec : h=0.35 m et l=4.5 m.

A_{st t} = 6.79 cm²

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.077 > 0.062 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.077 > 0.085 \dots\dots\dots \text{c. v}$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0048 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{c. v .}$$

Donc : pas de risque de flèche.

V.5 Schéma de ferrailage :

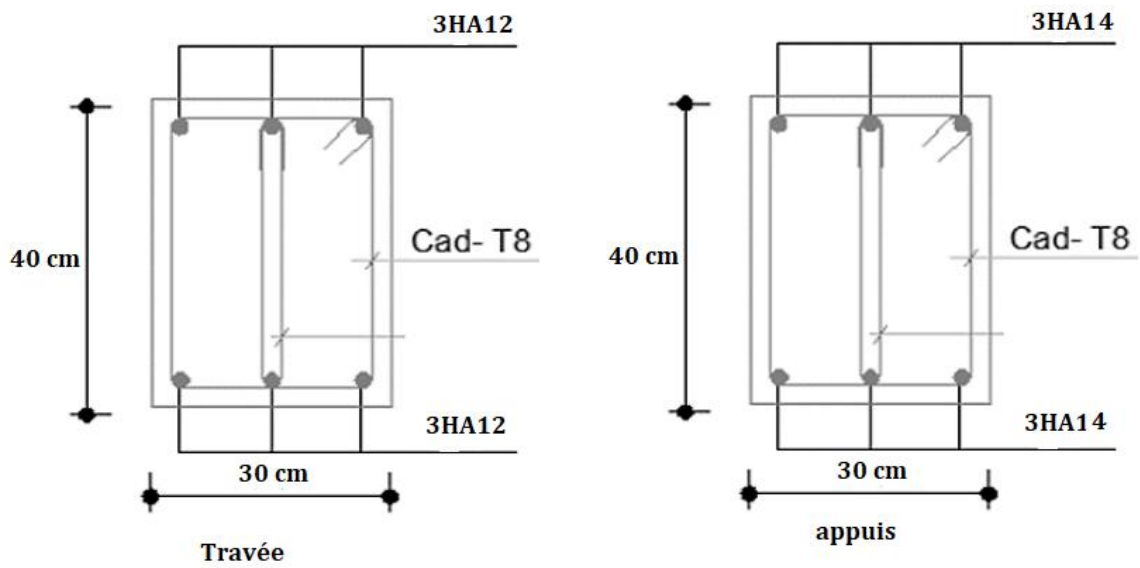


Figure V.9:Schéma de ferrailage des poutres principales.

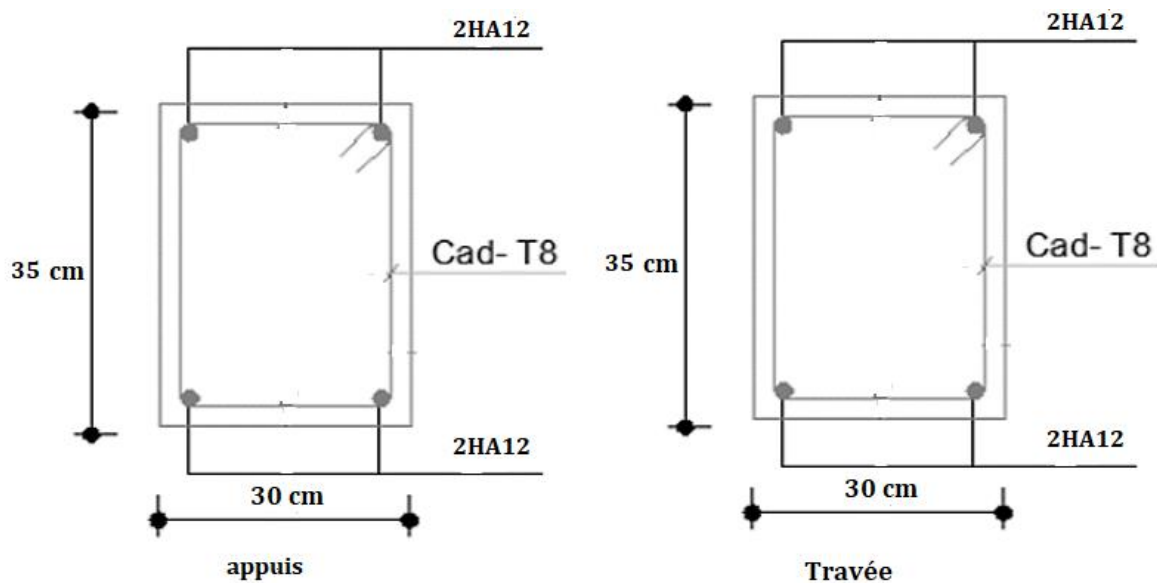


Figure V.10:Schéma de ferrailage des poutres secondaire

V.4 Etude des voiles

V.4.1 Introduction :

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des voiles de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales et de la forme de sa section, De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Un voile est considéré comme une console encastrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ Flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus, on doit respecter les modalités suivantes :

Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales. Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.2 Recommandation du RPA (Article 7.7)

A) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- $A_{\min} = 0.2\% \times e \times L_t$
e : épaisseur du voile.
 L_t : longueur de zone tendue.
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

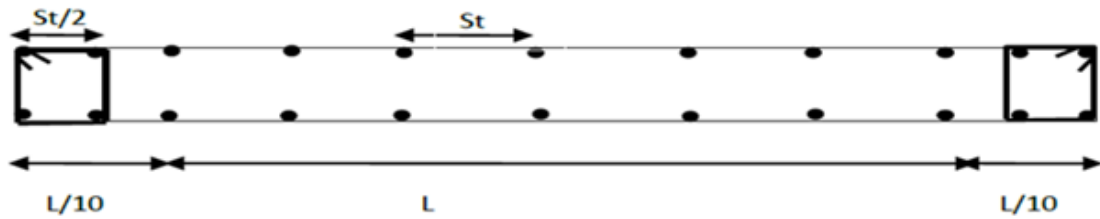


Figure V.11:Disposition des armatures verticales (vue en plan).

B) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement. Elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur 10ϕ .
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - L'espace $S_t = \min(1.5e; 30 \text{ cm})$ avec e : épaisseur du voile.
 - les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au m^2 .

C) Les armatures transversales

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

V.4.3 Ferrailage des voiles plein

❖ Exposé de la méthode

Les armatures constituant le ferrailage d'un voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes:

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes. Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N , M) et Pour connaître la nature de la section on utilise la méthode de la RDM dite (**formule de Navier Bernoulli**).

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} Y$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} Y$$

Avec M , N leur valeurs seront tirés du logiciel ROBOT.

N: Effort normal appliqué.

M: Moment fléchissant appliqué.

Sous l'action des forces horizontales dues au séisme ainsi que les forces verticales (charges et surcharges), les voiles résultant trois cas de contraintes possibles:

→ **Section entièrement comprimée (S.E.C)**

On obtient deux contraintes de même signe (positif), toute la section comprimée. Toute fois le RPA (art 7.7.4.3) exige un ferrailage minimal dont la section est donnée par:

$A_{\min} = 0.1\% L \times e$ En zone courante.

$A_{\min} = 0.15\% L \times e$ Globalement dans la section du voile.

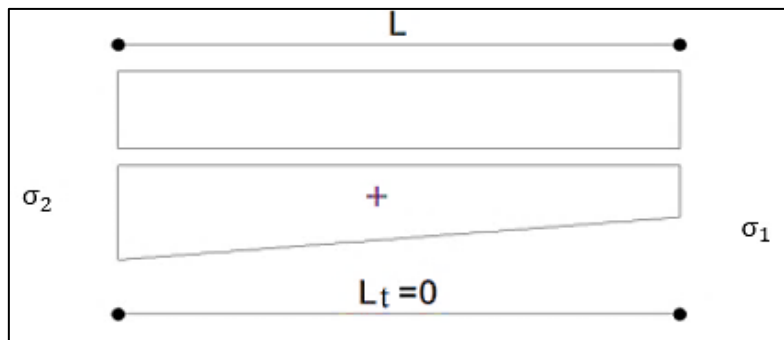


Figure V.12: Contraintes du Section entièrement comprimée.

→ **Section entièrement tendue S.E.T**

Dans ce cas, on a deux contraintes de traction σ_1 et σ_2

La longueur tendue est égale à: $L_t = L$

L'effort est donné par: $N_u = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L_t \times e$

→ **Section partialement comprimée (S.P.C)**

En utilisant la formule de « Navier-Bernoulli », on obtient deux contraintes, une de la traction et l'autre de la compression.

Si $M > 0 \Rightarrow \sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 < 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer en utilisant les triangles semblables:

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L - L_t} \Rightarrow L_t = L \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1}$$

$$T = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e$$

Si $M < 0 \Rightarrow \sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 > 0$

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_1}{L_t} = \frac{\sigma_2}{L - L_t} \Rightarrow L_t = L \frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1}$$

$$T = \frac{\sigma_1}{2} \times L_t \times e$$

Les sections d'armature est donnée par la formule suivante: $A_s = \frac{T}{f_e/\gamma_s}$; $\gamma_s = 1,00$.

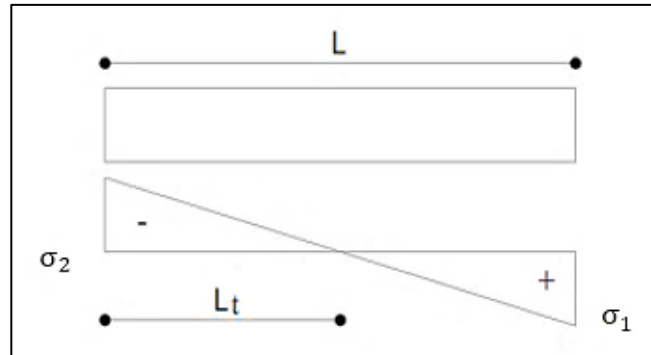


Figure V.13: Contraintes du Section partialement comprimée.

V.4.4 Disposition des voiles

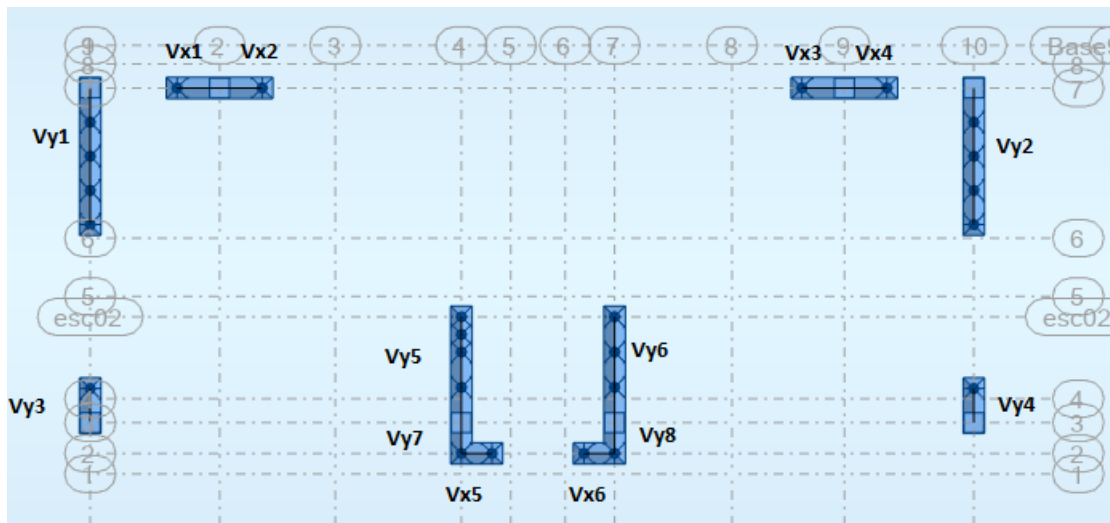


Figure V.14: Disposition des voiles.

V.4.5 Sollicitations dans les voiles

Les sollicitations dans les voiles sont tirées directement dans le logiciel ROBOT, ils sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau V.13 : Sollicitations de calcul dans les voiles (RDC).

Voile	M_{max} (KN.m)	N_{cor} (KN)	V (KN)
Vy1/Vy2	804.05	-225.01	524.52
Vy3/ Vy4	18.71	46.7	212.78
Vy5/ Vy6	376.47	187.87	1082.84
Vy7/ Vy8	-13.66	-37.87	299.20
Vx1/ Vx2/ Vx3/Vx4	45.89	64.43	-144.05
Vx5/Vx6	90.52	-74.21	470.69

V.4.6 Ferrailage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$).

Les résultats du ferrailage sont représentés dans les tableaux ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adp} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h$: section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- $A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4}$: section d'armature calculée.
- A_h^{adp} : section d'armature adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

V.4.6.1 Exemple de calcul

On prend comme exemple les voiles V_{y1} et V_{y2} :

$$M_{\max} = 804.05 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_{\text{cor}} = 225.01 \text{ KN} \quad \text{et} \quad V = 524.52 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures verticales**

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 4.0 \text{ m} ; \quad d = 0.9 \times h = 3.6 \text{ m} ; \quad e = 0.15 \text{ m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{804.05}{225.01} = 3.75 \text{ m}$$

$$e_G > \frac{L}{2} = 2 \text{ m} \Rightarrow N \text{ est un effort de traction et } c \text{ en dehors de la section} \Rightarrow$$

section partiellement tendue.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{UA} :

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{L}{2}\right)$$

$$M_{UA} = 804.05 + 225.01 \times \left(3.6 - \frac{4.0}{2}\right) = 1164.06 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1164.06 \times 10^{-3}}{0.15 \times 3.6^2 \times 14.2} = 0.042 < 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.05$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 3.52 \text{ m}$$

$$A_v^{\text{cal}} = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{1164.06 \times 10}{3.52 \times 348} = 9.5 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures minimales**

$$A_v^{\text{min}} = 0.15\% \times e \times L = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t = 0.2\% \times e \times L_t$$

Pour le calcul de L_t on doit déterminer les contraintes :

$$\sigma = \frac{N}{B} \pm \frac{M}{I} \times V$$

$$V = \frac{h}{2} = \frac{4}{2} = 2 \text{ m}$$

$$\sigma^+ = \frac{225.01 \times 10^{-3}}{0.15 \times 4} + \frac{804.05 \times 10^{-3}}{\frac{0.15 \times 4^3}{12}} \times 2 = 2.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma^- = \frac{225.01 \times 10^{-3}}{0.15 \times 4} - \frac{804.05 \times 10^{-3}}{\frac{0.15 \times 4^3}{12}} \times 2 = -1.63 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{\sigma_{\text{min}} \times L}{\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}} = \frac{1.63 \times 4}{2.38 + 1.63} = 1.62 \text{ m}$$

$$A_{\text{min}}^t = 0.2\% \times e \times L_t = 0.2\% \times 0.15 \times 1.62 = 4.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}}^t = 4.86 \text{ cm}^2 < A_v^{\text{cal}} = 9.5 \text{ cm}^2$$

On choisit : 5HA16 = 10.05 cm²

$$A_{\text{min}}^c = 0.1\% \times e \times L_c \quad \text{avec : } L_c = L - 2 \times L_t = 4 - 2 \times 1.62 = 0.76 \text{ m}$$

$$A_{\text{min}}^c = 1.13 \text{ cm}^2$$

On choisit : 1T12 = 1.13 cm²

$$A_v^{\text{adp}} = 10.05 + 1.13 = 11.18 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures horizontales**

On a : $V = 524.52 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{52}{0.15 \times 3.6} = 0.97 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \dots \text{ vérifiée}$$

Pour $S_t = 20$ cm on aura :

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times h = 0.15\% \times 15 \times 3.40 = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\text{cal}} = \frac{A_v^{\text{adp}}}{4} = \frac{11.18}{4} = 2.79 \text{ cm}^2$$

On choisit : 5T14 = 7.7 cm²

$$A_h^{\text{adp}} = 7.7 \text{ cm}^2$$

Tableau V.14: Ferrailage des voiles à yy et xx (RDC).

	Voile Vy1/ Vy2	Voile Vy3/Vy4	Voile Vy5/Vy6	Voile Vy8/Vy9	Voile Vx1/Vx2 /Vx3/Vx4	Voile Vx5/Vx6
L (m)	4.00	1.00	3.10	0.90	1.25	0.9
M (KN.m)	804.05	18.71	376.47	13.66	90.52	45.89
N (KN)	-225.01	46.7	187.87	37.84	74.21	64.43
V (KN)	524.52	212.78	1082.84	299.20	470.69	144.05
τ_u (MPa)	0.971	1.57	2.58	2.21	2.51	0.76
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	9.50	1.20	6.46	0.97	3.33	2.50
A_t^{\min} (cm²)	4.86	2.25	3.69	0.38	1.53	1.98
A_v^{adp} (cm²)	10.05	3.39	6.79	3.39	3.39	339
N^{barre}	5T16	3T12	6T12	2T12	3T12	3T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm²)	2.98	0.982	1.98	2.31	3.02	1.13
A_h^{\min} (cm²)	7.65	7.65	7.65	7.65	7.65	7.65
A_h^{adp} (cm²)	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7	7.7
N^{barre}	5T14	5T14	5T14	5T14	9T12	9T12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

V.4.7 Exemples de ferrailages des voiles :

- Voile Vy1, Vy2 :

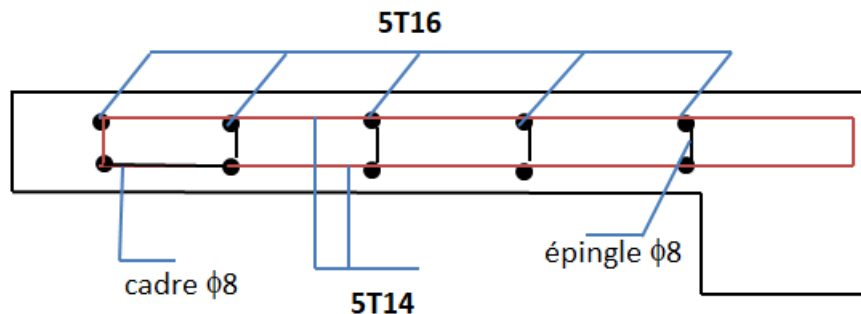


Figure V.15: Voile Vy1, Vy2.

- Voile Vx1, Vx2 :

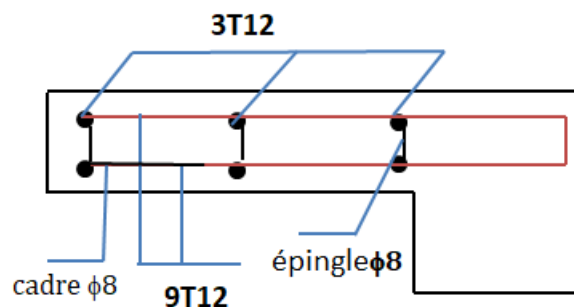


Figure V.16: Voile Vx1, Vx2

V.6 Conclusion :

Les éléments principaux dites aussi structure portante, jouent un rôle prépondérant dans la résistance, la stabilité de l'ouvrage et la transmission des sollicitations de la superstructure aux fondations.

Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés et vérifiés ensuite, une attention particulière doit être procurée à ses éléments du point de vue réalisation sur chantier.

Dans ce chapitre, on ferraille les éléments résistants de la structure (poteaux, poutres,) selon les différents règlements (RPA 99 version 2003[5], BAEL 91 modifié 99[2]).

- On extrait les efforts sollicités (les sollicitations maximales) par les deux éléments à partir de logiciel ROBOT pour calculer le ferrailage maximal.
- On a créé des programmes Excel pour simplifier et accélérer le travail.

- On change La section des armatures des poteaux dans les étages supérieurs
- La section des armatures des poutres principales et secondaires est la même pour toute la structure.

CHAPITRE VI

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers); soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Les fondations doivent donc assurer deux fonctions essentielles pour la stabilité de l'ensemble qui sont:

- La capacité de reprendre les différentes charges et surcharges supportées par la superstructure.
- Elles doivent assurer la transmission de ces charges et surcharges au sol d'assise de la construction dans de bonnes conditions de façon à garantir la stabilité de la structure.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.2. Les type des fondations

On distingue trois types de fondations

- Fondations superficielles (semelle isolée, semelle filante, radier).
- Fondations semi-profonds (les puits).
- Fondations profonds (les pieux).

VI.3. Choix de type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Le type d'ouvrage à construire.
- L'aspect économique.
- La facilité d'exécution.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.
- Le rapprochement entre les poteaux et voiles.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes :

D'après le **RPA99[5]** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ ELS (G+Q) pour le dimensionnement.
- ✓ ELU (1.35G+1.5Q) pour le ferrailage.
- ✓ Accidentelle (0.8GE) pour la vérification.

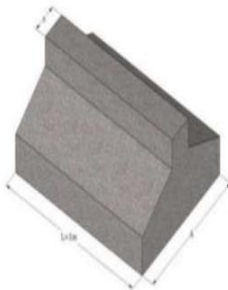


Figure VI.1:Semelle isolée

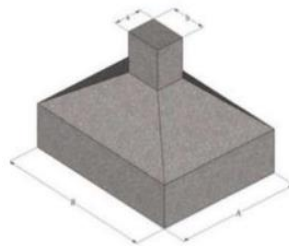


Figure VI.2:Semelle filante

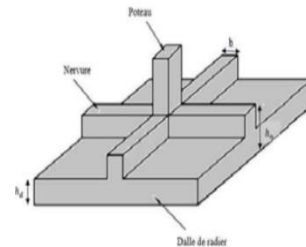


Figure VI.3 : Dimensions du radier générale.

Avec une capacité portante du sol égale à $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 1.7 \text{ bars}$ et le bon sol situé à une distance $D = 1.5 \text{ m}$ de profondeur, nous proposons en premier cas des semelles isolées sous les poteaux et filantes sous les voiles.

A cet effet, nous allons procéder à une vérification telle que :

$$\frac{S_{\text{semelles}}}{S_{\text{batiment}}} \leq 0.50$$

➤ **Calculs des surfaces nécessaires pour les semelles**

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{semelle}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{semelle}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

VI.4. Vérification de semelle isolée :

Nous allons procéder à une première vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

Avec ;

N: L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « ROBOT » (poteau le plus sollicité), **N=716.13KN**

S: Surface d'appuis de la semelle, $S=A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 1.7\text{bars}$

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition vérifier

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

Avec,

a et b : dimensions du poteau à la base.

A et B: Les dimensions de la semelle isolée.

Nous remplaçons A dans l'équation (1) nous trouverons :

A) Cas statique A l'ELU :

Sous la combinaison 1.35G+1.5Q, nous avons un effort N=992,52KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.4}{0.35} \times \frac{992.52}{170}} = 2.58\text{m}$$

B) Cas statique A l'ELS :

Sous la combinaison G+Q, nous avons un effort N=716.14KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELS}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.4}{0.35} \times \frac{716.14}{170}} = 2.19\text{m}$$

C) Cas Dynamique A l'ELA :

Sous la combinaison G+Q+E_x, nous avons un effort N=511.12KN

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{ELU}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.40}{0.35} \times \frac{511.12}{170}} = 1.85 \text{ KN}$$

On peut considérer que : A = B

N : l'effort normal agissant sur la semelle obtenu d'après **Robot**

S : surface d'appui de la semelle.

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

$$B = 2.58$$

Il faut vérifier : $L_{\text{min}} > 1.5 \times B$

Tel que L_{min} entraxe minimum entre deux poteaux

$$\text{On a : } 1.5 \times B = 3.87 \text{ m} > L_{\text{min}} = 3.30 \text{ m}$$

La condition : $L_{\text{min}} = 1.5 \times B$ non vérifiée

Commentaire :

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 2.70 m, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.5. Vérification des semelles filantes:

Les semelles filantes: généralement de largeur B et (au plu quelque mètres) et de grandelongueur ($L / B > 10$)

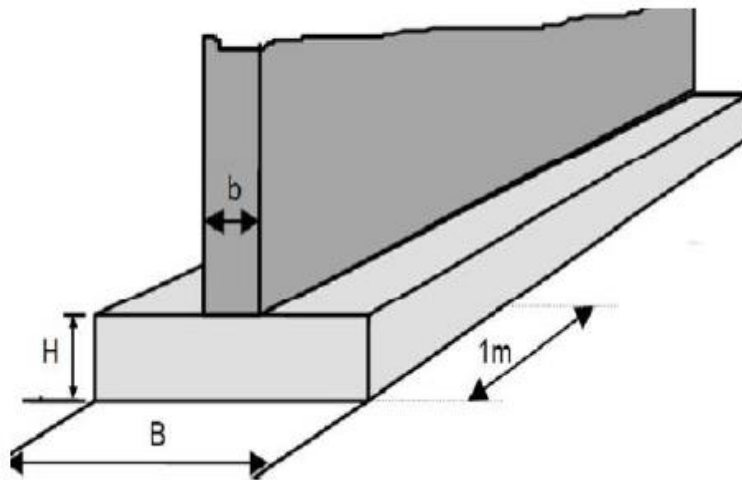


Figure VI.4:Dimensions des semelles filantes.

Pour la vérification, nous allons choisir la file de portique qui nous semble être la plus sollicitée. On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 7 poteaux.

➤ Portique sens Y-Y:

La surface totale des semelles est donné par :

$$S \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}}$$

Avec,

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ». D'où :

$$S = B \times L \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{\sum N_i}{L \times \sigma_{sol}}$$

$$L = \sum L_i + 2 L_{\text{débordement}}$$

avec $L_{\text{débordement}} = 0.60\text{m}$

$$L = 11\text{m}$$

Cas statique A l'ELU

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 10277.54\text{KN}$$

$$B \geq \frac{10277.54}{27.15 \times 170} = 2.2\text{m}$$

A l'ELS

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 7478.18\text{KN}$$

$$B \geq \frac{7478.18}{27.15 \times 170} = 1.62\text{m}$$

Cas dynamique A l'ELA

$$\sum_{i=1}^8 N_i = 4324.94\text{KN}$$

$$B \geq \frac{4324.94}{27.15 \times 170} = 0.93\text{m}$$

On prend $B=2.2\text{m}$

VI.5.1. Calcul de la surface de la semelle filante :

Donc nous pouvons prendre $S_{\text{semelle}} = 2.2 \times 27.15 \times 3 = 179.2\text{m}^2$

$S_{\text{bat}}=320.66\text{m}^2$;

$$\frac{S_{\text{total (semelles)}}}{S_{\text{bat}}} = \frac{105.6}{329.25} = 32\%$$

VI.5.2. Vérification de la semelle filante :

Nous proposons en premier lieu de vérifier la condition suivante qui nous permet de choisir soit un radier général soit des semelles filantes. La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_s / S_b < 50\%)$$

Avec :

S_s : La somme des surfaces des semelles.

S_b : La surface total du bâtiment.

❖ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 Dimensionnement des semelles sous poteaux.

Poteau	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	$N_{ser} / 170$	Poteau	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	$N_{ser} / 170$
1	396.56	2.69	2.33	8	525.06	1.59	3.08
2	669.57	1.06	3.93	9	716.14	-0.33	4.21
3	622.32	-1.64	3.66	10	678.55	0.79	3.99
4	336.24	-2.14	1.97	11	428.27	0.33	2.51
5	666.16	-0.75	3.91	12	413.85	0.54	2.43
6	675.47	0.34	3.97	13	390.30	0.49	2.29
7	509.36	-1.54	2.99	14	420.33	-0.38	2.47
				TOTAL=	43.74	m²	

Tableau VI.2: Dimensionnement des semelles sous voiles

Poteau	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	N _{ser} /170	Poteau	N _{ser} (KN)	M _{oser} (KN.m)	N _{ser} /170
1	184.49	0.06	1.08	6	232.84	0.37	1.36
2	287.77	0.21	1.69	7	249.75	-2.21	1.46
3	280.93	0.06	1.65	8	278.84	-5.64	1.64
4	193.67	0.02	1.13	9	230.95	-0.44	1.35
5	86.37	0.78	0.50	10	53.52	-13.39	0.31
				TOTAL=	12.17	m²	

- La somme des surfaces des semelles est : $S = 55.91\text{m}^2$
- La surface total du bâtiment est : $S_{\text{batm}}=329.25\text{m}^2$

$$\frac{S}{S_{\text{batm}}} = \frac{55.91}{320.66} \times 100 = 17\% < 50\%$$

Puisque le rapport de la somme des surfaces des semelles par rapport à la surface totale du bâtiment est inférieur à 50 % donc le choix des semelles filantes croisées sous les poteaux et sous les murs s'impose.

VI.5.3. Calcul de la semelle filante croisée :

Semelle L=25.95 m

Les données pour chaque poteau :

Tableau VI.3:Les sollicitations.

Les poteaux et les voile	ELU		ELS	
	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	Effort normal(KN)	Moment (KN.m)
N_{P1}	257.05	0.09	185.41	0.06
N_{P2}	399.18	0.35	287.80	0.25
N_{P3}	552.31	3.59	369.55	2.70
N_{P4}	935.12	1.51	669.57	1.07
N_{P5}	869.33	-2.3	622.29	-1.63
N_{P6}	468.32	-2.99	336.24	-2.13
N_{P7}	389.65	0.13	280.91	0,10
N_{P8}	269.13	0.14	194.10	0,03
N_{V1}	98.94	0.55	71.33	0.46
N_{V1}	98.54	0.55	71.04	0.46
N_{V2}	102.5	0.3	73.89	0.41
N_{V2}	99.80	0.3	71.69	0.41

VI.5.3.1. Le Pré-dimensionnement :

On va prendre comme exemple de calcul une semelle filante centrale :

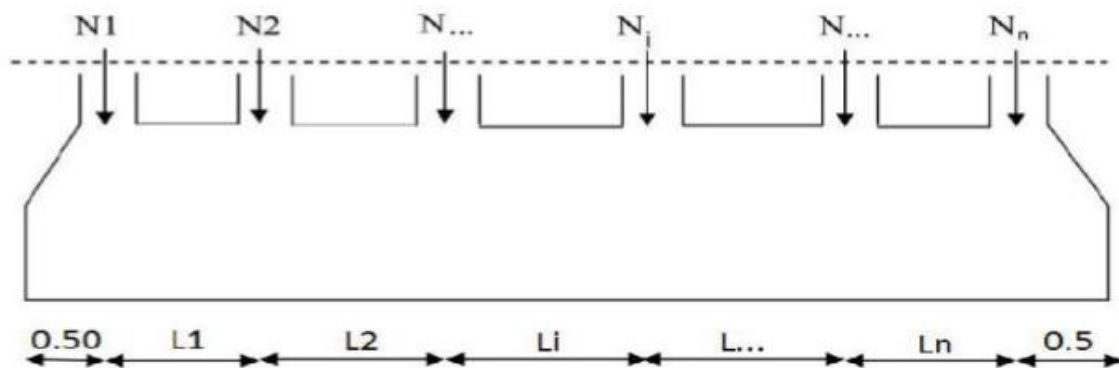


Figure VI.5:Chargement de la semelle filante.

Pour assurer la validité de la semelle filante on choisit la file des poteaux les plus sollicités.

Les efforts normaux et les moments de la superstructure sont appliqués au niveau du centre de gravité de la semelle filante.

VI.5.3.2. Calcul de la largeur de la semelle :

$$N_s = \sum N_i = 2276.3 \text{ KN}$$

$$M_s = \sum N_i \times e_i + \sum M_i = 3081.2 + 0.45 = 3081.75 \text{ m}$$

Donc :

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{3081.75}{2276.3} = 1.35 \text{ m}$$

$$\sigma = \frac{N_s}{L \cdot B} \left(1 + \frac{3 \cdot e_0}{B}\right) \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}} \left(1 + \frac{3e_0}{L}\right)$$

$$B \geq \frac{2276.3}{27.25 \times 200} \left(1 + \frac{3 \times 1.35}{27.25}\right) \Rightarrow B \geq 0.48 \text{ m}$$

On prend : $B = 1.20 \text{ m}$

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{27.25}{1.20} = 22.7 > 5 \dots\dots\dots \text{ cv}$$

❖ Calcul La hauteur de la semelle :

$$\text{Semelle rigide} \Rightarrow \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$$

$$\frac{1.20-0.40}{4} = 0.2 \leq d \leq 1.0-0.40 = 0.8 \dots\dots\dots \text{ cv}$$

On prend : $d = 0.35 \text{ m}$

Donc :

$$h = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$$

❖ La hauteur de la poutre de redressement :

Est estimée à $\left(\frac{1}{9} \text{ à } \frac{1}{6}\right)$ de la travée maximale :

On prend : $h_p = 100 \text{ cm}$; $b_p = 40 \text{ cm}$

✓ Conclusion :

Les dimensions de notre fondation sont :

La semelle :

$$B = 1.2 \text{ m} ; \quad L = 27.25 \text{ m}$$

$$h = 0.40 \text{ m} ; \quad d = 0.35 \text{ m}$$

La poutre de redressement :

$$h_p = 100 \text{ cm} ; \quad b_p = 40 \text{ cm}$$

VI.5.3.3. Calcul de ferrailage :

Le calcul de ferrailage se fait à l'ELU, les sollicitations (N_u, M_u)

• Calcul des contraintes :

$$N_t = \sum N_i = 911.65 \text{ KN}$$

$$M_t = \sum N_i \times e_i + \sum M_i = 1862.138 + 42.50 = 1819.63 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_t}{L \times B} + \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} [1] \Rightarrow \frac{911.65}{27.25 \times 1.20} + \frac{6 \times 1819.63}{27.25^2 \times 1.20} \Rightarrow \sigma_1 = 40.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_t}{L \times B} - \frac{6 \times M_t}{L^2 \times B} [1] \Rightarrow \frac{911.65}{27.25 \times 1.20} - \frac{6 \times 1819.63}{27.25^2 \times 1.20} \Rightarrow \sigma_2 = 15.62 \text{ KN/m}^2$$

Alors :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 26.185 \text{ KN/m}^2 \leq 1.7\sigma_{\text{sol}} = 340 \text{ KN/m}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

❖ Calcul des armatures principales :

$$A_{S//B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}}$$

$$N_u = N_1 + P$$

$$N_1 = \sum N_i / L$$

L : longueur totale de la semelle

$$N_1 = 33.45 \text{ KN/ml}$$

P = Poids des terres + Poids des semelles

Poids propre de la semelle :

$$P_p = 1.4 \times 0.4 \times 27.25 \times 25 = 381.5 \text{ KN}$$

$$\text{Poids des terres : } (0.4 \times 0.6 \times 27.25 \times 22) \times 2 = 287.76 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } P = 669.26 \text{ KN}$$

$$N_u = 33.45 + 669.26 = 702.71 \text{ KN}$$

$$A_{S//B} = \frac{N_u (B-b)}{8d\sigma_{st}} = \frac{702.71 \times 10^3 (1200-400)}{8 \times 350 \times 348} = 576.93 \text{ cm}^2 = 5.76 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 = 6.79 cm²

❖ les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{AS}{4} = \frac{6.79}{4} \Rightarrow A_r = 1.69 \text{ cm}^2$$

✓ D'après le BAEL91 pour feE400 : $A_{s \text{ min}} = 2 \text{ cm}^2$

On adopte : 7T10 = 5.50 cm²

Avec : un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

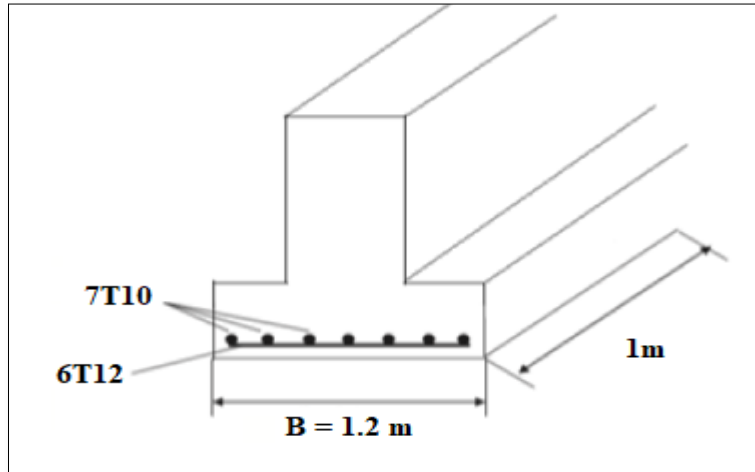


Figure VI.6: Schéma de ferrailage de semelle filante.

Condition minimale :

Une semelle est dite continue si sa largeur très petite devant sa longueur, elle doit vérifier la

condition suivante : $\frac{L}{B} > 5 \Rightarrow \frac{27.25}{1.20} = 22.70 > 5 \dots\dots\dots \text{cv}$

❖ **Calcul La hauteur de la semelle :**

Semelle rigide $\Rightarrow \frac{B-b}{4} \leq d \leq B-b$

$\frac{1.20-0.40}{4} = 0.2 \leq d \leq 1.20-0.40 = 0.8 \dots\dots\dots \text{cv}$

On prend : $d = 0.35 \text{ m}$

Donc :

$h = d + 5 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm}$

❖ **La hauteur de la poutre de redressement :**

➤ **Calcul des sollicitations :**

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de l :

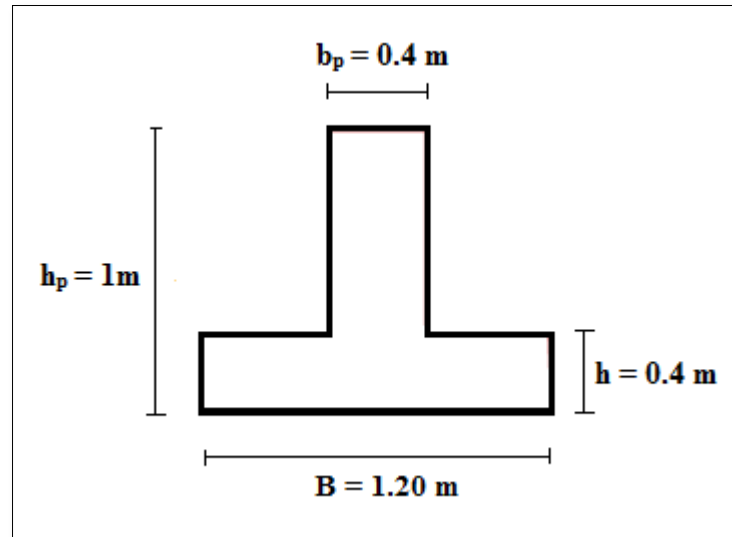


Figure VI.7: Coupe de la semelle filante.

a) En travée :

$B = 1.2 \text{ m}$; $b_p = 0.4 \text{ m}$; $h_p = 1 \text{ m}$; $h = 0.4 \text{ m}$; $d = 0.9 \times h = 0.9 \text{ m}$

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu = \frac{24.61 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 900^2} \Rightarrow \mu = 0.05$$

$$\mu = 0.05 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.05}) \Rightarrow \alpha = 0.075$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 81(1 - 0.4 \times 0.075) \Rightarrow Z = 78.57 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} \Rightarrow A_u = \frac{24.61 \times 10^6}{348 \times 785.7}$$

Donc : $A_u = 12.5 \text{ cm}^2$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 400 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{min} \geq 3.91 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_s = \max(A_u; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(12.5; 3.91)$

Alors : $A_s = 12.5 \text{ cm}^2$

On adopte : 9T16 = 7T14 = 10.78 cm²

❖ **les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{AS}{4} = \frac{10.78}{4} \Rightarrow A_r = 2.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : 7T10 = 5.50 cm²

Avec : un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h=0.9\text{m}$), on doit ajouter des armatures de peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$$A_{\min} < A_{\text{adapt}}$$

$$A_{\min} = 3.91 \text{ cm}^2 < A_{\text{adapt}} = 12.06 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) \Rightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{90}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2.57 \text{ mm}; 4 \text{ mm}; 1.6 \text{ mm})$$

On a adopté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

❖ **L'espacement :**

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 20.7 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

b) En Appui :

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu = \frac{34.31 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 810^2} \Rightarrow \mu = 0.09$$

$$\mu = 0.09 < \mu_{\text{lim}} = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) \Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.09}) \Rightarrow \alpha = 0.125$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) \Rightarrow Z = 81(1 - 0.4 \times 0.125) \Rightarrow Z = 40.5 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{M_a}{\sigma_s \times Z} \Rightarrow A_u = \frac{34.31 \times 10^6}{348 \times 405}$$

Donc : $A_u = 24.3 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 400 \times 810 \times \frac{2.1}{400} = 3.91 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 3.91 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_u; A_{\min}) \Rightarrow A_s = \max (16.13 ; 3.91)$$

$$\text{Alors : } A_s = 16.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : 3T16+4T12

Remarque :

Vue la hauteur importante de la poutre ($h=0.9\text{m}$), on doit ajouter des armatures de Peau disposées suivant la hauteur, on adopte : 4T12

❖ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$$A_{\min} < A_{\text{adpt}}$$

$$A_{\min} = 3.91 \text{ cm}^2 < A_{\text{adpt}} = 15.45 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Armatures transversales :**

D'après le BAEL 91 :

$$\varnothing_t = \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_L \right) \longrightarrow \varnothing_t = \min \left(\frac{90}{35}; \frac{40}{10}; 1.6 \right)$$

$$\varnothing_t = \min (2.57 \text{ mm}; 4 \text{ mm}; 1.6 \text{ mm})$$

On a adapté : $\varnothing_t = 8 \text{ mm}$.

❖ **L'espacement :**

$$S_t \leq \frac{L}{10} = 21.90 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 20 \text{ cm}$

VI.5.3.4. Vérification à L'ELS :

❖ **Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] : [1]**

On doit vérifier que :

$$\tau_s < \bar{\tau}$$

Tel que :

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

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

$$\tau_s = \frac{T_{\max} 10^3}{b \times d} \Rightarrow \tau_s = \frac{202.74 \times 10^3}{400 \times 810}$$

$$\tau_s = 0.62 \text{ MPa}$$

$\tau_s = 0.62 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification au poinçonnement :

Selon le **BAEL (Article A.5.2.4.2) [1]**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge maximal de à l'ELU.

μ_c : Périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : Hauteur de la semelle filante Poteau.

$N_{\max} = 1124.89 \text{ KN}$.

Le périmètre d'impact μ_c est donné par la formule suivante :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b')$$

Avec: $a' = (a + h)$

$b' = (b + h)$

$$\mu_c = 2 \times (b + a + 2 \times h) \Rightarrow \mu_c = 2 \times (2 + 0.4 + 2 \times 0.45) \Rightarrow \mu_c = 6.6 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 6.6 \times 0.45 \times \frac{25}{1.5} = 2227.5 \text{ KN}$$

$N_u = 1124.89 \text{ KN} < 2227.5 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

Donc, pas de risque de poinçonnement.

VI.5.3.5. L'étude des longrines :

Les longrines ont pour rôle :

- Chainer les semelles entre elles.
- Rigidifier l'infrastructure.
- Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre.

VI.5.3.5.1. Pré-dimensionnement :

D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1) les longrines auront des dimensions minimales :

- $(25 \times 30) \text{ cm}^2$ sites de catégorie S_2, S_3

- (30×30) cm².....site de catégorie S₄
- Notresite c'est ferme S₃, Pour des raisons constructives nous adapterons une section de dimensions suivantes : (35×35)cm².

VI.5.3.5.2. Ferrailage de la longrine :

La section d'armature est donnée par les armatures minimales :

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h \quad [4]$$

$$A_{\min} = 0.006 \times 35 \times 35 = 7.35 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T14 ($A_s = 9.24 \text{ cm}^2$)

- **Condition de non fragilité:** (BAEL 91) [1]

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 97.80 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} \geq 9.78^2$$

$$A_{\min} < A_{\text{adopte}} \Rightarrow 0.97 < 9.24 \quad \dots\dots\dots(\text{cv}).$$

- **L'espacement «e»**

$$S_t \leq \min (0.9 \times h; 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \min (31.5; 33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 31.5 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

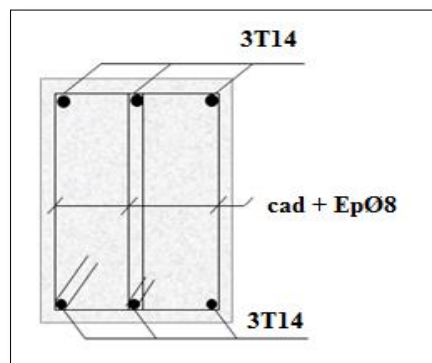
❖ Armatures transversales :

Calcul de la section minimale : CBA93 l'art (A.5.1.2.2) [3]

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ MPa}$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.52 \text{ cm}^2$$

On adopte : 2T8 ($A = 1.01 \text{ cm}^2$)

VI.5.3.6. Schéma de ferrailage :**Figure VI.8 :** Schéma de ferrailage de la longrine**VI.6. Conclusion**

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en semelle filante croisé du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges Transmises par la structure au sol



Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Cette expérience nous a aidée à mieux approfondir dans notre domaine ,connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité IIa. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement.

Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement par voiles porteurs en béton armé pour la reprise des charges horizontales dues au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique, la chose qui est difficile à réaliser notamment dans le cas de notre ouvrage.

L'utilisation du logiciel de calcul et d'analyses des structures par éléments finis « Robot » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes.

Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est semelle filant connu par sa combinaison entre l'aspect technique et économique qui est notre but recherché.

Après cette étude on peut conclure que :

- La bonne stabilité des bâtiments dépend de leurs fondations
- La bonne disposition des voiles est un facteur important pour assurer la stabilité et la sécurité des structures
- L'estimation des quantités du béton et d'acier est obligatoire comme il est nécessaire de garantir une meilleure qualité des matériaux
- Il est important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes, et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcout important.

Enfin, nous, espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.



Références

RÉFÉRENCES

- [1] Les Règles de calcul de Béton Armé aux Etats Limite. BAEL 91 modifié 99,2000
- [2] Règle de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A 93.1993
- [3] Document technique règlementaire DTR B C 2 48, Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ,2003
- [4] Laboratoire de contrôle d'étude et d'expertise EURL LCEE
- [5] Règle parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ,2003