

Centre Universitaire Boussoouf Abdelhafid -Mila
Institut des Sciences et de Technologie
Département de Génie Civil et Hydraulique



N° Ref :.....

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du diplôme
de MASTER

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structures

Étude et simulation d'un bâtiment R+7 à l'aide
du logiciel Robot Structural Analysis

Réalisé par :

- BENLARIBI Rania
- AIOUAZ Choubeyla

Soutenu devant le jury :

Mr. TIOUA Tahar
Mr. BRAHIMI Abdelkader
Mr. KITCHAH Fethi

Président
Examineur
Promoteur

Année universitaire : 2023/2024

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

Je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect
mon cher père **SAID**

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable
mère **ZAHIA**

A ma chère sœur unique **RAYENE**, et mon fiancé **OUSSAMA**, qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège
et leurs offre la chance et le bonheur.

A mes adorables tantes **KOUKI** et **AMINA**, qui savent toujours comment procurer la joie
et le bonheur pour MOI.

Mes oncles et mes tantes. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A tous les cousins, les voisins et les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant. Merci pour
leurs amours et leurs encouragements.

Sans oublier mon binôme **RANIA** pour son soutien moral, sa patience et sa
compréhension tout au long de ce projet.

CHOUBEYLA

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

Je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect
mon cher père **NOUREDINE**

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse : mon adorable
mère **MOUFIDA**

A mes chère sœurs **NARIMEN** et **AHLEM**, et mes chers frères **ABD ERAHIM ET SALAH EDDIN**, qui n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A ma adorables grand-mère **ALAKRI**, qui savent toujours comment procurer la joie et le bonheur pour MOI.

Mes oncles et mes tantes. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie.

A tous les cousins, les voisins et les amis que j'ai connu jusqu'à maintenant. Merci pour leurs amours et leurs encouragements.

Sans oublier mon binôme **CHOUBEYLA** pour son soutien moral, sa patience et sa compréhension tout au long de ce projet.

RANIA

Remerciement

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude envers **Allah**, le Tout-Puissant, qui nous 'a accordé la force, le courage et la détermination nécessaires pour mener à bien ce travail. C'est grâce à Sa volonté que nous avons pu surmonter les défis et réaliser ce projet.

Nous exprimons toute notre reconnaissance à notre encadrant de mémoire, **Dr. KITCHAH FETHI**. Nous lui remercions de nous 'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé. Tout au long de la rédaction de ce mémoire.

Nous saisissons également cette opportunité à exprimer notre sincère reconnaissance envers les membres du jury qui ont accepté d'examiner notre mémoire. Leurs retours constructifs, leur expertise et leur temps consacré à évaluer notre travail ont été essentiels.

Nous remercions tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à nos questions durant nos études.

À tous ces intervenants, nous présentons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

CHOUBEYLA ET RANIA

Table des matières

Table des matières	5
Liste des tableaux	10
Liste des figures	12
Liste des symboles	14
Résumé :	17
Introduction générale.....	1
CHAPITRE I: Présentation du projet	2
I.1. Introduction :	3
I.2. Présentation De L'ouvrage :	3
I.2.1. Dimensions en plan :	4
I.2.2. Dimensions en élévation.....	5
I.2.3. Système structural :	6
I.3. Caractéristiques du site d'assise :	7
I.4. Les éléments de l'ouvrage :	7
I.4.1. Les planchers :	7
I.4.2. La maçonnerie :	7
I.4.3. Terrasse :	7
I.4.4. Revêtements :	7
I.4.5. Escaliers :	8
I.4.6. Ascenseur :	8
I.4.7. Acrotère :	8
I.4.8. Contre vêtement :	8
I.5. Caractéristiques des matériaux :	8
I.5.1. Béton :	8
I.5.1.1. Résistance du béton :	9
I.5.2. L'acier :	11
I.5.2.1. Contrainte limite de calcul :	12
I.5.2.2. L'allongement relatif de l'acier :	13
I.6. Hypothèses de calcul des sections en béton armé :	13
I.6.1. À L'E.L. U :	13
I.6.2. A L'E.L. S :	13
I.7. Notion d'état limites :	14
I.7.1. Les états limites ultimes :	14
I.7.2. Les états limites de service :	14
I.8. Actions et sollicitations :	14
I.8.1. Actions :	14

I.8.2. Sollicitations :	15
I.9. REGLES DE CALCUL :	15
I.10. Méthodologie de calcul :	15
I.11. CONCLUSION :	15
CHAPITRE II: Pré dimensionnement des éléments	17
II.1. Introduction :	18
II.2. La pré dimensionnement des éléments secondaires :	18
II.2.1. Les planchers :	18
II.2.1.1. Plancher en corps creux :	18
II.2.1.2. Plancher dalle pleine :	19
II.2.2. Les escaliers :	20
II.2.3. Pré dimensionnement de l'acrotère :	24
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :	25
II.3.1. Pré dimensionnement des poutres :	25
II.3.1.1. Les Poutres principales :	25
II.3.1.2. Poutres secondaires :	26
II.3.2. Les Poteaux :	26
II.3.3. Les voiles :	27
II.4. Évaluation des charges et surcharges :	28
II.4.1. Les Planchers :	28
II.4.2. Balcon :	31
II.4.3. Les cloisons :	32
II.4.4. L'escalier :	34
II.5. Descente de charges :	35
II.5.1. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 b.8.4, 1)	40
II.6. Conclusion :	43
CHAPITRE III: Étude des éléments secondaire	44
III.1. Introduction :	45
III.2. Acrotère :	45
III.2.1. Calcul des efforts :	46
CHAPITRE III: III.2.2 Vérification à L'ELU :	48
CHAPITRE III: III.3.3. Etude de la poutre palière :	80
III.4. Les planchers :	90
III.4.1. Généralité :	90
III.4.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :	91
CHAPITRE VI: III.4.3. Les combinaisons d'action :	91
III.4.4. Type et Position des poutrelles :	91

III.4.5. Méthodes de calculs :	92
III.4.6. Calcul des sollicitations des poutrelles :	94
III.4.6.1. Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :	94
.....	
III.4.6.2. Détermination des sollicitations :	95
III.4.7. Ferrailage des poutrelles :	103
III.4.7.1. Les poutrelles dans la terrasse :	103
III.5: Étude des dalles pleines.....	117
CHAPITRE IV: Étude sismique	135
IV.1. Introduction	136
IV.2. Objectifs de l'étude sismique	136
IV.3. Méthodes de calcul sismique :	136
IV.3.1 La méthode statique équivalente :	136
IV.3.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente RPA99/V 2003	
[1] :	136
IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale :	136
IV.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :	137
IV.4. Présentation du logiciel auto desk robot structural analysais 2014.....	137
IV.5. Modélisation.....	137
IV.5.1. Critères de classification :	137
IV.5.2. Hypothèses de calcul :	137
IV.5.3. Combinaisons des charges :	138
IV.5.4. Étapes de la modélisation [6].....	138
IV.5.5. Phase d'analyse :	138
IV.5.5.1. Le spectre de réponse :	138
Figure IV.1 : Données du spectre de réponse (sens x).....	139
Figure IV.2 : Données du spectre de réponse (sens Y).....	139
IV.5.5.2. Modèle 3D et en plan de la structure :	139
IV.5.5.3. Disposition des voiles :	140
IV.5.5.4. Résultats de l'analyse dynamique par Auto desk robot structural analysais	
2014 :	141
IV.5.5.5. Effets de la torsion accidentelle (article 4.3.7 RPA99 v 2003) [1] :	142
IV.6. Vérification de coefficient de comportement :	144
IV.7. Vérification de l'effort normal réduit :	144
IV.8. Calcul de la force sismique totale :(art 4.2.3).....	145
IV.9. Vérification réglementaire.....	146
IV.9.1. Vérification de la période :	146

IV.9.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base (article 4.3.6 RPA99 v 2003) :	147
IV.9.3. Vérification vis-à-vis des déplacements (article 4.4.3 RPA99 v 2003) :	150
IV.9.4. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (article 5.9 RPA99 v 2003) :	150
IV.9.5. Vérification de la stabilité au renversement (Article 4.4.1 RPA99 v 2003) :	152
IV.10. Conclusion :	153
CHAPITRE V: Étude des éléments structuraux	154
V.1. Introduction.....	155
V.2. Les poutres :	155
V.2.1. Les combinaisons de calcul :	155
V.2.2. Les poutres principales :	155
V.2.2.1. Le ferrailage à l'ELU :	156
V.2.2.2. Vérification de l'effort tranchant à ELU :	158
V.2.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS :	159
V.2.2.4. Vérification de la flèche à l'ELS :	161
V.2.3. Les poutres secondaires :	162
V.2.3.1. Le ferrailage à l'ELU :	162
V.2.3.2. Vérification de l'effort tranchant à ELU :	163
V.2.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :	163
V.2.3.4. Vérification de la flèche à l'ELS :	163
V.2.3.5. Schéma du ferrailage (poutre principale) :	164
V.3. Les poteaux.....	164
V.3.1. Les Recommandations du RPA 99 /2003 : [4]	165
V.3.1.1. Les armatures longitudinales :	165
V.3.1.2. Les armatures transversales : RPA99 V2003 (article.7.4.2.2) [4].....	166
V.3.2. Calcule Ferrailage des poteaux :	167
V.3.2.1. Armatures longitudinales :	168
V.3.2.2. Armatures transversales : (RPA article.7.4.2.2) [4]	170
V.3.3 Vérifications nécessaires:.....	171
V.3.3.1 Vérification aux sollicitations tangentielles [BAEL91] : [2]	171
V.3.3.2. Vérification de stabilité de forme : (CBA 93Article B.8.4.1) [1].....	172
V.3.4. Schéma de ferrailage :	174
V.4. Les voiles :	174
V.4.1. Les combinaisons de calcul :	176
V.4.2. Etude de la section soumise à la flexion composée :	176
V.4.3. Le ferrailage des voiles de sens longitudinales :	177
V.4.3.1. Armatures verticales :	177

V.4.3.2. La force de traction :.....	177
V.4.3.3. Armature verticale :.....	178
V.4.3.4. Espacement :.....	178
V.4.5. Ferrailage transversal :.....	179
V.4.6. Vérification des voiles à l'effort tranchant :	179
V.4.8. Schéma du ferrailage :	180
V.5. Conclusion :	180
CHAPITRE VI: Étude de l'infrastructure	182
VI.1. Introduction :	183
VI.2. Étude géotechnique du sol :.....	183
VI.3. Choix du type de fondation :	183
VI.3.1. Vérification de semelle isolée :.....	183
VI.3.2. Radier général :.....	184
VI.3.2.1. Pré dimensionnement de radier :.....	184
VI.3.2.2. Les Vérifications :	186
VI.3.2.4. Ferrailage des nervures :	190
VI.4. Conclusion :	192
Conclusion générale	194
Bibliographie	196

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Limite élastique en fonction du type d'acier.	11
Tableau I.2 : Limite élastique en fonction du type de Treillis soudés.	11
Tableau I.3 : caractéristiques de béton armé utilisé.	15
Tableau I.4 : Caractéristiques mécaniques du béton.	16
Tableau II.1 : Charges permanentes de l'acrotère.	24
Tableau II.2 : Charge permanente de terrasse à corps creux.	29
Tableau II.3 : Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.	30
Tableau II.4 : Charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine.	31
Tableau II.5 : Charge permanente et d'exploitation de balcon.	32
Tableau II.6 : Les charges du mur intérieur (10cm).	33
Tableau II.7 : Les charges du mur extérieur.	34
Tableau II.8 : Charge permanente et d'exploitation de la paillasse RDC.	34
Tableau II.9 : Charge permanente et d'exploitation de la paillasse EC.	35
Tableau II.10 : Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.	35
Tableau II.11 : L'application de la loi de dégression pour les charges différentes.	37
Tableau II.12 : Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire).	40
Tableau II.13 : Résultats des vérifications au flambement.	42
Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion de chaque étage.	143
Tableau IV.2 : Les valeurs de calcul l'effort normal réduit	145
Tableau IV.3 : Valeurs de ζ (%)	148
Tableau IV.4 : Valeurs de la p	148
Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient de pondération b.	149
Tableau IV.6 : Justification vis-à-vis des déplacements suivant X.	150
Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis des déplacements suivant Y.	150
Tableau IV.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X.	151
Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y.	151
Tableau IV.10 : Vérification de renversement dans le sens X	152
Tableau IV.11 : Vérification de renversement dans le sens Y	153
Tableau V.1 : Les sollicitations de la poutre principale la plus sollicitée.	156
Tableau V.2 : Les sollicitations de la poutre secondaires la plus sollicitée.	154
Tableau V.3 : Le ferraillage de la poutre secondaire.	155
Tableau V.4 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	159
Tableau V.5 : Les sollicitations dues aux poteaux.	168
Tableau V.6 : Ferraillages longitudinaux des poteaux.	169
Tableau V.7 : Les armatures transversales des poteaux.	171
Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	172

Tableau V.9 : Vérification des poteaux au flambement.	173
Tableau V.10 : Longueur de recouvrement.	173
Tableau V.11 : Les sollicitations du voile le plus sollicité.	176
Tableau V.12 : Les sollicitations et les sections de calcul du voile le plus sollicité.....	178
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	188
Tableau VI.1 : Ferrailage de la dalle du radier.....	189
Tableau VI.3 : Ferrailage des nervures du radier.....	190
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	190

Liste des figures

Figure I.1 : Présentation des façades.....	3
Figure I.2 : Situation géographique de notre ouvrage.....	4
Figure I.3 : Vue en plan du rez-de-chaussée.....	4
Figure I.4 : Vue en plan des autres étages.	5
Figure I.5 : Vue en plan de terrasse.	5
Figure I.6 : Dimensions en élévation du bâtiment.	6
Figure I.7 : Diagramme contraintes-déformations du béton.	10
Figure I.8 : diagramme contrainte – déformation.	12
Figure II.1 : Planchers à corps creux.	19
Figure II.2 : Schéma des poutrelles.	19
Figure II.3 : Les composants de l’escalier.	21
Figure II.4 : Les dimensions d’escaliers (étage courant et RDC).	23
Figure II.5 : Dimensions de l’acrotère.	24
Figure II.6 : La section de poutre principale.....	25
Figure II.7 : La section des poutres secondaires.	26
Figure II.8 : La section de Poteaux.	27
Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.	28
Figure II.10 : Coupe plancher de la terrasse inaccessible.....	29
Figure II.11 : Plancher à corps creux étage.	30
Figure II.12 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.	31
Figure II.13 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.	32
Figure II.14 : Les composants du mur intérieur (10cm).	33
Figure II.15 : Les composants du mur extérieur (15cm)	34
Figure II.16 : La dégression des charges.	37
Figure II.17 : La surface afférente par le poteau intermédiaire.	38
Figure III.1 : Modèle du calcul de l'acrotère.	45
Figure IV.1 : Données du spectre de réponse (sens x).....	139
Figure IV.2 : Données du spectre de réponse (sens Y).....	139
Figure IV.3 : Modèle 3D et en plan de la structure.	139
Figure IV.4 : Diaphragme de la structure 3D et en plan.	140
Figure IV.5 : Disposition des voiles	140
Figure IV.6 : Périodes et taux de participation massique de la structure.....	141
Figure IV.7 : 1 er mode : Translation suivant X : ($T = 0.57$).....	141
Figure IV.8 : 2 ème mode : Translation suivant Y :($T = 0.37s$)	142
Figure IV.9 : 3 ème mode : Torsion ($T = 0.26$)	142

Figure IV.10 : classification entre système de contreventement avec voiles (RPA99-version2003).....	144
Figure IV.11 : Coefficient d'Accélération de Zone A.	145
Figure IV.12 : Valeurs du coefficient C_T	146
Figure V.1 : Schéma du ferrailage de la poutre principale.	161
Figure V.2 : Schéma du ferrailage de la poutre principale.	164
Figure V.3 : Schéma des Combinaisons de ferrailage des Poteaux	165
Figure V.4 : La zone nodale.	165
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux.	174
Figure V.6 : Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).	177
Figure V.7 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.	180
Figure VI.1 : Schéma du poinçonnement.	186
Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de radier sens x-x.....	192

Liste des symboles

Symbole	Notion
A	Coefficient deaccélération de zone.
A_s	Aire d'une section d'acier,
A_t	Section d'armatures transversales,
B	Aire D'une section de béton,
E	Module d'élasticité longitudinale,
E_b	Module de déformation longitudinale du béton,
E_i	Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),
E_s	Module d'élasticité de l'acier,
E_v	Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours),
F	Force ou action en général,
G	Action permanente.
Q	Charges d'exploitations,
I	Moment d'inertie,
L	Longueur ou portée,
L_f	Longueur de flambement.
M	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M_G	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M_Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M_u	Moment de calcul ultime
M_{ser}	Moment de calcul de service
M_t	Moment en travée
M_a	Moment en appui
N	Effort normal

N_u	Effort normal de calcul ultime
S_t	Espacement des armatures transversales,
T	Effort Tranchant, période
R	Coefficient de comportement
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service
a	Une dimension
b	Une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d'	Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême
e	Epaisseur
f	Résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	Grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	Hauteur totale d'une section de béton armé
i	Rayon de giration d'une section
J	Nombre de jours
K	Coefficient en général
l	Longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	Coefficient d'équivalence acier-béton
s	Espacement des armatures en générales
s_t	Espacement des armatures transversales
x	Coordonnée en général, abscisse en particulier
y	Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie

z	Coordonnée d'altitude
Ø	Diamètre des armatures, mode propre
γ_s	Coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	Coefficient de sécurité dans le béton
ϵ	Déformation relative
ϵ_{bc}	Raccourcissement relatif du béton comprimé
ϵ_s	Allongement relatif de l'acier tendu
ϵ'_s	Raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	Coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	Coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	Rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	Contrainte de compression,
σ_{st} et σ_{sc}	Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s , σ'_s
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol

Résumé :

Ce projet est une étude technique pour la réalisation d'un bâtiment à usages multiples composé d'un rez-de-chaussée + 7 étages dans la Wilayat de Mila, qui est classé dans la zone sismique (II a) selon le système parasismique version 2003 algérien.

Les dimensions et l'armement de tous les éléments de résistance du bâtiment ont été déterminés en appliquant les normes et lois en vigueur en Algérie (BAEL91, RPA99, version 2003 modifiée99-.

Le bâtiment a également été modélisé à l'aide du programme d'application d'éléments finis ROBOT2014, tandis que le processus de dessin a été réalisé par AUTOCAD2008.

Enfin, nous avons étudié l'infrastructure du bâtiment en calculant les fondations.

Abstract:

This project is a technical study for the realization of a multipurpose building consisting of a ground floor + 7 floors in the Wilayat of Mila, which is classified in the seismic zone (II a) according to the Parasismic system version 2003 Algerian.

The dimensions and armament of all the elements of resistance of the building were determined by applying the standards and laws in force in Algeria (BAEL91, RPA99, version 2003 modifiede99).

The building was also modeled using the finite element application program ROBOT2014, while the drawing process was carried out by AUTOCAD2008.

Finally, we studied the infrastructure of the building by calculating the foundations.

الملخص:

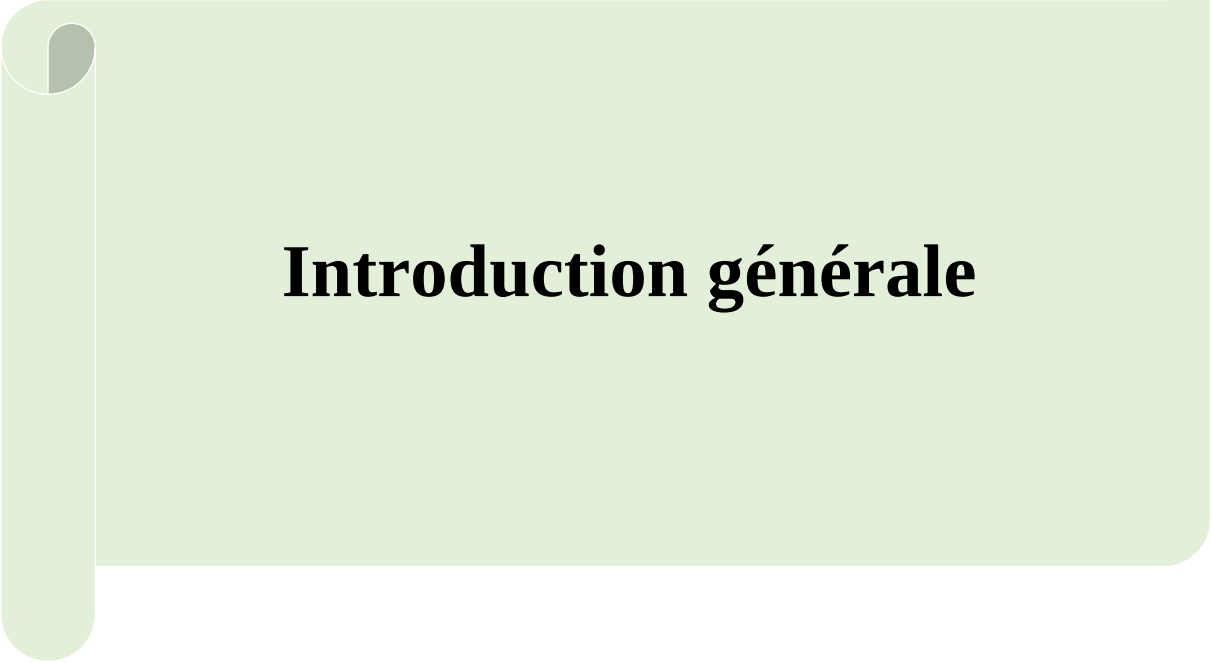
هذا المشروع عبارة عن دراسة تقنية لإنجاز بناية متعددة الاستعمالات تتألف من طابق أرضي + 7 طوابق بولاية ميله المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية (II a) حسب نظام مقاومة الزلازل نسخة 2003 الجزائري.

تم تحديد الأبعاد و تسليح كل العناصر المقاومة للبناية بتطبيق المعايير و القوانين المعمول بها في الجزائر (BAEL91, RPA99,version 2003 modifiée99)

كما قمنا بنمذجة البناية باستعمال البرنامج التطبيقي للعناصر المنتهية ROBOT2014 في حين تمت

عملية الرسم بطريقة الرسم التقني AUTOCAD2008

و في الأخير قمنا بدراسة البنية التحتية للبناية و ذلك بحساب الأساسات.



Introduction générale

Introduction générale

Le domaine de génie civil s'occupe de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructure urbaines, afin de répondre aux besoins de la société tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Étude de projet d'une structure en béton armé (bâtiment) est une étape nécessaire pour nos études (Master structure). Elle permet d'appliquer les bases acquises durant les années de formation. Elle a pour but d'assurer la stabilité, la résistance et la sécurité du bâtiment.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limitent (BAEL 91) et les règles parasismiques algériennes (RPA 99version 2003) et le règlement CBA93 sont utilisées dans notre projet, Certains calculs sont effectués avec le logiciel ROBOT et les autres calculs ont été faits manuellement.

L'étude de notre projet sera menée sur un bâtiment en R+6 usage d'habitation implanté en zone IIa.

Cette étude se compose de 6 chapitres :

- **1er chapitre** : concerne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier)
- **2ème chapitre** : concerne le pré dimensionnement des éléments de notre structure.
- **3ème chapitre** : concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère.
- **4ème chapitre** : concerne l'étude dynamique de notre structure.
- **5ème chapitre** : concerne le calcul des éléments principaux : les poutres, les poteaux et les voiles.
- **6ème chapitre** : concerne l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation du projet

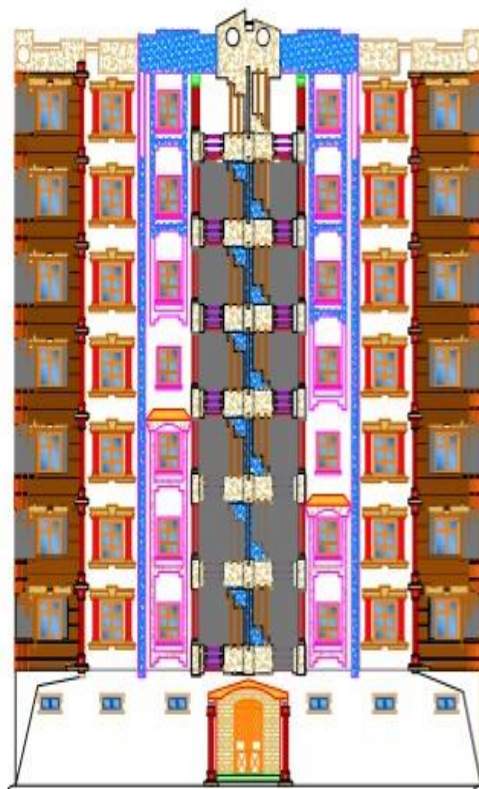
I.1. Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure la fois sécuritaire et économique. Cet effet, on consacre ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier. Ce travail consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé. Tous les calculs sont effectués conformément aux règlements en vigueur, à savoir :

- ✓ **BAEL 91 modifié 99 et CBA93.**
- ✓ **RPA99 version 2003.**

I.2. Présentation De L'ouvrage :

Notre étude porte sur le dimensionnement et le calcul aux séismes d'un bâtiment appartenant au projet présenté plus haut. Ce bâtiment bifonctionnelle qui regroupe commerce et logements d'habitation composé d'un **RDC commerciale** et **7 étage identique (R+7)** (Fig. I.1). L'ouvrage est implanté à la ville de **MILA** commune de la wilaya **MILA** (Fig. I.2).



FACADE GLOBALE SUD



FACADE GLOBALE NORD

Figure I.1 : Présentation des façades.

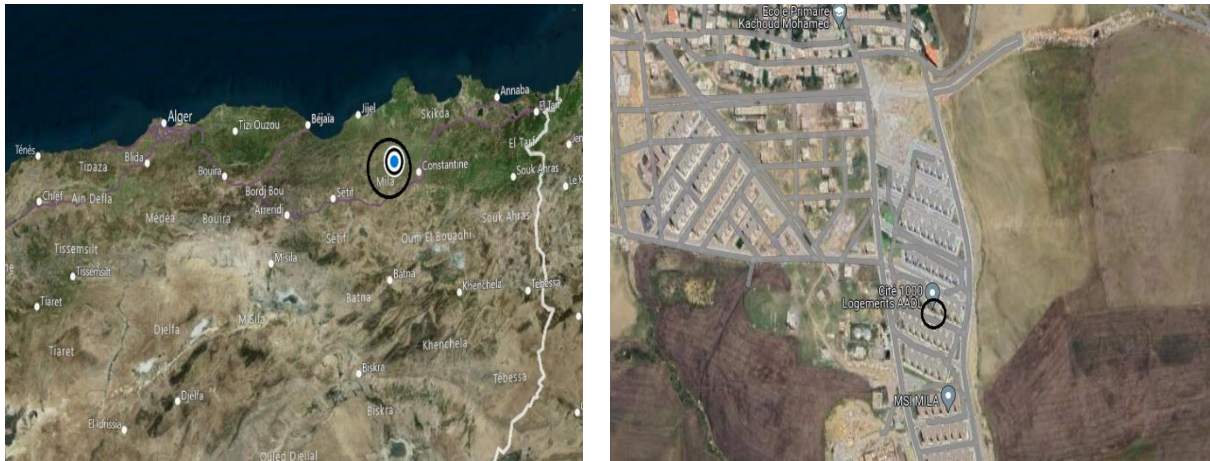


Figure I.2 : Situation géographique de notre ouvrage.

I.2.1. Dimensions en plan :

En plan le bâtiment a une forme rectangulaire avec une largeur de **23.40 m** et une longueur de **11.10 m** (Figure I.3, Figure.I.4 et Figure I.5).

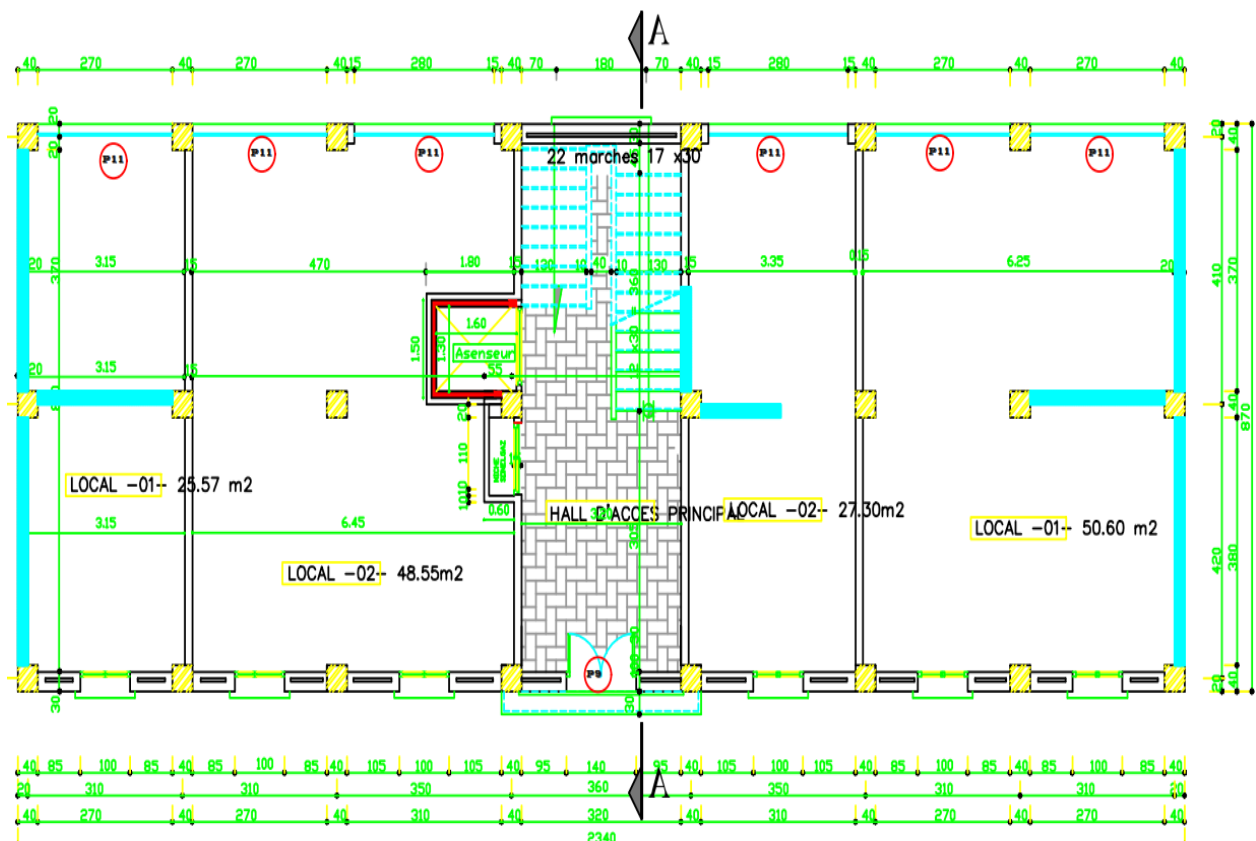
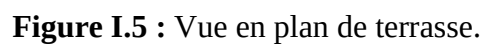


Figure I.3 : Vue en plan du rez-de-chaussée.



En élévation le bâtiment a une hauteur totale de **25.76 m** avec une hauteur d'étage égale à 3,06m et de RDC égale à 3.74m. (Fig. I.6).

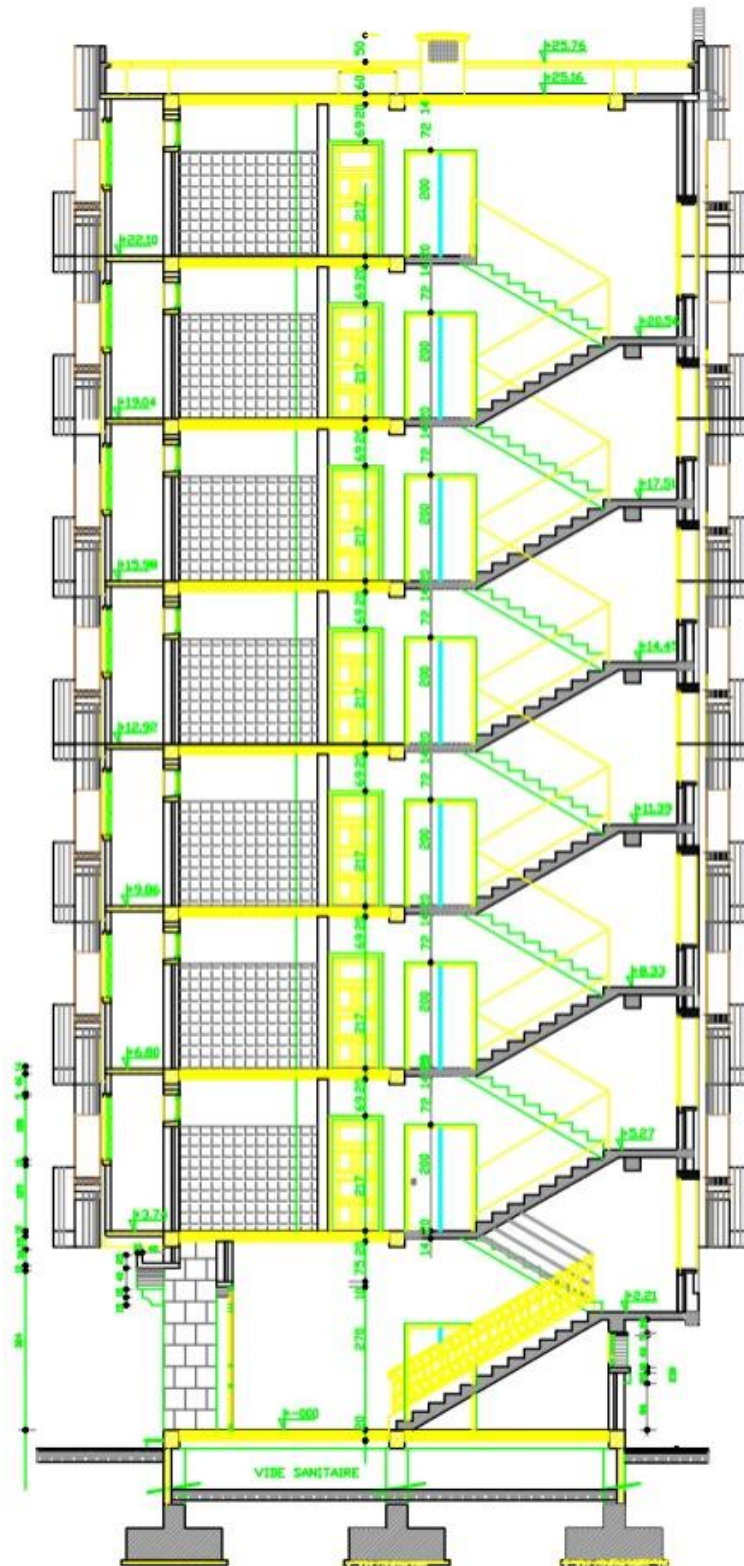


Figure I.6 : Dimensions en élévation du bâtiment.

I.2.3. Système structural :

La structure choisie est contreventée par un système mixte (voile – portique) pour mieux reprendre les efforts sismiques et pour une meilleure rigidité.

I.3. Caractéristiques du site d'assise :

Selon RPA 99 (2003) Le sol sur lequel le bâtiment sera implanté est un sol meuble (S3) avec les caractéristiques suivantes :

- ✓ La contrainte du sol est $\sigma_{\text{sol}} = 1.5$ bars.
- ✓ L'ancrage minimal des fondations $D = 1,50$ m.
- ✓ Le poids spécifique de terre $\gamma = 1,7$ t / m³.
- ✓ L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 43.94^\circ$.

I.4. Les éléments de l'ouvrage :

I.4.1. Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs horizontaux qui ont deux fonctions principales qui sont la séparation des différents niveaux et de reprendre les différentes charges et surcharges, dans notre projet on a opté pour (02) deux types de plancher :

- Plancher en corps creux
- Plancher dalle pleine

I.4.2. La maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuse :

a. Murs extérieurs : Les murs extérieurs sont faits en doubles cloisons en briques creuses de (15cm ; 10cm) séparées par un vide de 5 cm.

b. Murs intérieurs : constitués par une seule paroi de briques creuses de 10 cm d'épaisseur

I.4.3. Terrasse :

La terrasse inaccessible sauf pour entretien avec un acrotère périphérique en béton armé de 60 cm de hauteur. Elle comporte des pentes de 1,5% pour l'évacuation des eaux pluviales.

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 :

La structure comporte d'une cage d'escalier composée d'un palier et de paillasse, réalisés en béton armé coulé sur place.

I.4.6. 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.4.7. Acrotère :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.8. Contre vêtement :

Le contreventement est assuré par les éléments structuraux qui concourent à la résistance et la stabilité de construction contre les actions horizontales telle que le séisme et le vent. En utilisant pour cela :

- Des voiles intérieurs et dans les deux sens longitudinal et transversal.
- Des portiques constituent par des poteaux et des poutres.

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

Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression qui seront développés. Le ciment utilisé est le CPA 325 avec un dosage de 350 kg/m³. La résistance du béton dépend d'un grand nombre de paramètres : le type et le dosage des matériaux utilisés, le degré et la condition de réalisation etc.

Par exemple Pour 1m³ il nous faut :

- 350 kg du ciment (CPA-325, CRS).
- 400 litres de sable « $D \leq 5\text{mm}$ ».
- 800 litres de gravier « $10\text{mm} \leq D \leq 30\text{mm}$ ».

- 180 litres de l'eau de gâchage.

Le béton ordinaire est constitué en générale de :

- Pâte pure : (Ciment, eau et air).
- Granulats : (Sable, gravillons).
- Produits d'addition éventuels (Adjuvants).

I.5.1.1. Résistance du béton :

A - Résistance à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur. Le plus souvent la résistance est mesurée à l'Age de 28 jours f_{c28} .

Selon les règles de **CBA93 (Art A2.1)** la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi. [1].

$$j < 28 \text{ jours} \quad \begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{pour } f \leq 40 \text{MPa.} \\ f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} & \text{pour } f > 40 \text{MPa.} \end{cases}$$

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) [1] :

Généralement le béton est un matériau travaillant bien en compression avec une mauvaise résistance à la traction, mais on a parfois besoin de connaître la résistance en traction. La résistance en traction à 28 jours est désignée par f_{t28} .

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{cj} \leq 60 \text{MPa}$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \quad \text{donc } f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$$

C- Module de déformation longitudinale du béton (BAEL91.Art A.2.1. 21) [2]

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(f_{cj})} \text{ donc : } E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa.}$$

Les déformations différées du béton

Module de déformation différée (E_{vj}) correspondant à des charges de longue durée d'application (réglementairement plus de 24 comprennent le retrait et le fluage. Le heures) est:

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})} \text{ donc : } E_{vj} \approx 10819 \text{ MPa.}$$

D - Module de poisson :(Art A-2.1.3 BAEL91) [2] :

$\nu = 0.2$ Pour la justification aux **ELS**.

$\nu = 0$ Pour la justification aux **ELU**.

E - Contrainte limite du béton CBA93 (Art A 4.3) [1] :

➤ **Etat limite ultime :**

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

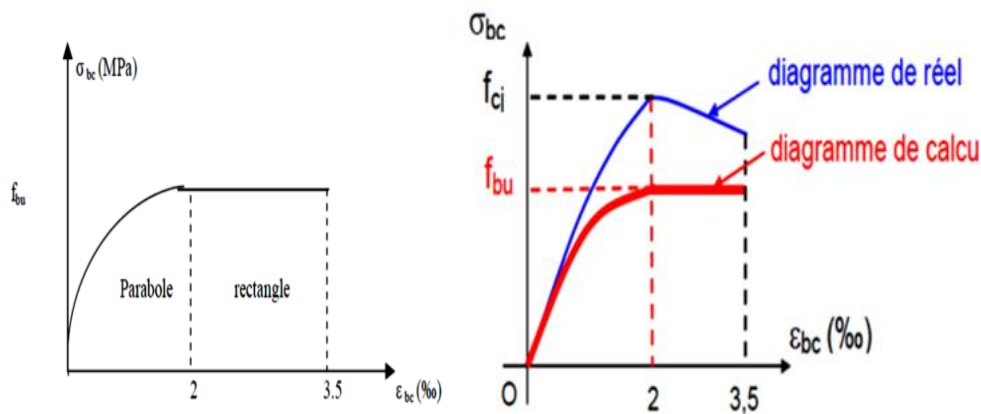


Figure I.7 : Diagramme contraintes-déformations du béton.

La Contrainte ultime du béton en compression (**Art A-4. 3.4 BAEL91**) [2] :

$$f_{bu} = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b \theta}$$

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 $>24h$.
- $\theta = 0.9$: lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0.85$: lorsqu'elle est < 1 heure.

➤ **Etat limite de service CBA93 (Art A 4.5) [1] :**

- Contrainte admissible de compression dans le béton **CBA 93 (Art A.4.5.2) [1] :**

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

- Contrainte ultime du béton au cisaillement **BAEL91 (A.5.1.2) [2] :**

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.20 \times f_{c28}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Si : la fissuration est non préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau} = \text{Min} \left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad \text{Si : la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

I.5.2. L'acier :

Les armatures pour béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leur nuance et leur état de surface « barres lisses et a haute adhérence ». Ces aciers sont livrés en barres de 12m à 15m avec des diamètres qui varient de : « 6,8,10,12,14,16,20,25,32,40 ».

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité f_e :

a) Aciers en barres :

Caractéristiques	Types d'acier			
	Doux et lisses		A haute adhérence (symbole)	
Dénomination	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500
Limite élastique f_e en MPa	215	235	400	500
Resistance a la rupture σ_r en MPa	≥ 330	≥ 410	≥ 480	≥ 550

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

b) Treillis soudés :

Caractéristiques	Types de treillis	
	Lisses (symbole T.S.L.)	A haute adhérence (symbole T.S.H.A)
Limite élastique f_e en MPa	500 (tous diamètre)	500 (tous diamètre)
Limite élastique f_e en MPa	550	550
Allongement à la rupture	8%	8%

Tableau I.2 : Limite élastique en fonction du type de Treillis soudés.

Dans notre projet on utilise l'acier **Fe E400**

- Les caractéristiques des aciers utiles pour la justification d'une section sont : (**Art A-2.2.1 BAEI91**) [2] :

- La limite d'élasticité « f_e ».
- Le diagramme « contraintes-déformations ».

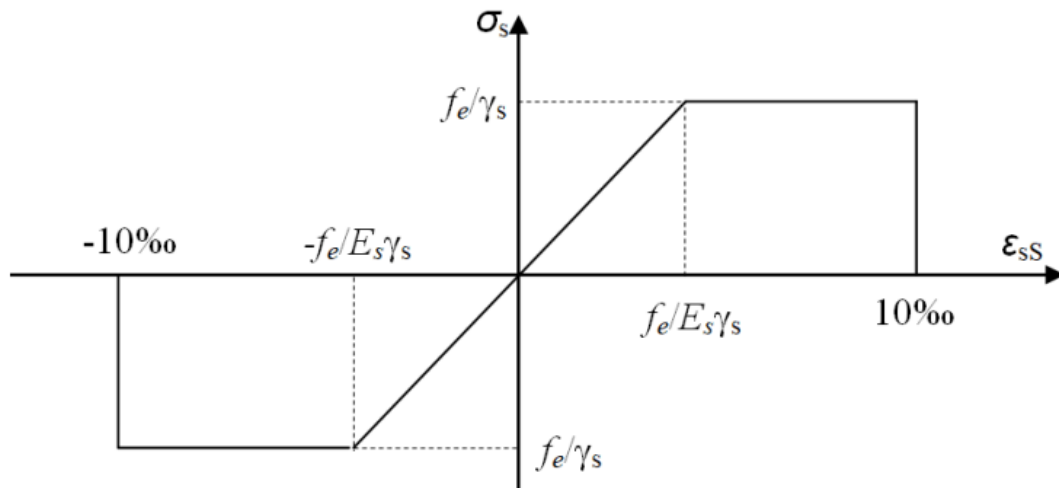


Figure I.8 : Diagramme contrainte – déformation.

Ce diagramme se compose :

- De la loi de « **Hook** » de **pente $E_s = 200000 \text{ MPA}$** « module d'élasticité longitudinale ».
- D'un palier horizontal d'ordonnée : f_e / γ_s .

I.5.2.1. Contrainte limite de calcul :

➤ à **L'E.L. U** : On a : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$.

f_e : Limite d'élasticité.

γ_s : Coefficient de sécurité.

γ_s : 1,15 dans les cas courants.

γ_s : 1,10 dans les cas accidentels.

➤ à **L'E.L. S** :

La contrainte de traction des armatures est limitée à certaines valeurs dans différent cas :

➤ **Fissuration peu nuisible (Art A-4.5.32 BAEL91) [2] :**

Aucune vérification n'est requise.

$$\bar{\sigma}_s = f_e$$

➤ **Fissuration préjudiciable (Art A-4.5.33 BAEL91) [2] :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 1100 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

➤ **Fissuration très préjudiciable (Art A-4.5.34 BAEL91) [2] :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e, 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right)$$

Avec η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les hautes adhérences.

I.5.2.2. L'allongement relatif de l'acier :

$$\text{On a : } \varepsilon_s = (f_e / \gamma_s) / E_s$$

Avec : E_s module d'élasticité longitudinale « $E_s = 200000 \text{ MPA}$ ».

I.6. Hypothèses de calcul des sections en béton armé :

I.6.1. À L'E.L. U :

✓ **H 1 : « Hypothèse de NAVIER_BERNOULLI »** Les sections droites restent planes après déformation.

✓ **H 2 :** IL n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

✓ **H 3 :** La résistance à la traction du béton est négligée à cause de la fissuration.

✓ **H 4 :** Le raccourcissement relatif du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion à 2 ‰ compression simple.

✓ **H 5 :** L'allongement relatif de l'acier est limité à 10 ‰.

✓ **H6 :** Les matériaux « Acier béton » sont considérés dans leur comportement plastique.

✓ **H7 :** Le diagramme de déformation d'une section droite satisfait la règle des trois pivots décrite dans le règlement « **B.A.E.L.91** ».

I.6.2. A L'E.L. S :

Les trois premières hypothèses sont conservées de plus :

✓ **H4 :** Le béton et acier sont considérés comme des matériaux linéairement Elastiques.

✓ **H5** : Par convention le rapport des modules d'élasticité longitudinaux de l'acier et béton (**C.B.A.93.art.A.4.5.1**) [1]. $n = E_s / E_b = 15$

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

I.7. Notion d'état limites :

Un état limite est un état au de la duquel la structure, ou l'élément de la structure, est mise hors services, c'est -à- dire ne dépend plus des fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

- Les états limites se classent en deux catégories :

I.7.1. Les états limites ultimes :

Correspondant à la perte d'équilibre statique « basculement » à la perte de stabilité de forme « flambement » et surtout à la perte de résistance « rupture » qui conduisent à la ruine de l'ouvrage.

I.7.2. Les états limites de service :

Etas limites au service de la du quels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité, qui comprennent les états limites de fissuration et de déformation.

I.8. Actions et sollicitations :

I.8.1. Actions :

A - Actions permanentes : Ces actions représentées par « G » sont celles dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Le poids des équipements fixe, tels que les cloisons dans les bâtiments et les machines dans les constructions industrielles.
- Les poussés et les pressions des terres.
- Les déformations imposées à la construction « retrait tassement différentiels les appuis ».

B - Actions variables : Ces actions représentées par « Q » sont celles dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Les charges climatique « vent et neige ».
- Les charges appliquées en cours d'exécution.
- Les effets dus à la température.

C - Actions accidentelles :

- Séismes.

- Effet des chocs « explosion »

I.8.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts provoqués, en charge point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme de forces :

- Effort normal : **N**
- Effort tranchant : **V**
- Moment fléchissant : **M**
- Couple de torsion : **T**

Le tableau ci-dessous récapitulatif les différentes caractéristiques de béton armé utilisé :

F_{c28} (MPa)	F_{t28} (MPa)	E_{ij} (MPa)	E_{vj} (MPa)	γ_s	σ_{bc} (MPa)	E (MPa)	γ_b	σ_s (MPa)	σ_{st} (MPa)
25	2.1	32164.195	10818.87	1.5	14.2	2.10 ⁵	1.15	347.82	201.63

Tableau I.3 : caractéristiques de béton armé utilisé.

I.9. Règles De Calcul :

On utilise pour le calcul de Ce projet les règlements suivants :

- ✓ Règles Parasismique Algérienne ([RPA99 version 2003](#)) [4].
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitations ([DTR-BC.2.2](#) [3]).
- ✓ Règles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Armé suivant la Méthode des États Limites ([BAEL 91 modifiée en 99](#)).
- ✓ règles de calcul du béton armé Algérien ([CBA93](#)).

I.10. Méthodologie de calcul :

La méthodologie adoptée s'articule autour des points suivants :

- Etablissement d'un modèle numérique de calcul tridimensionnel en Élément finis de la structure par le logiciel **AUTODESK ROBOT 2021**.
- Définition des différentes charges statiques **G** et **Q**.
- Calculs et vérifications selon le **BAEL91** et le **RPA99 version2003**.

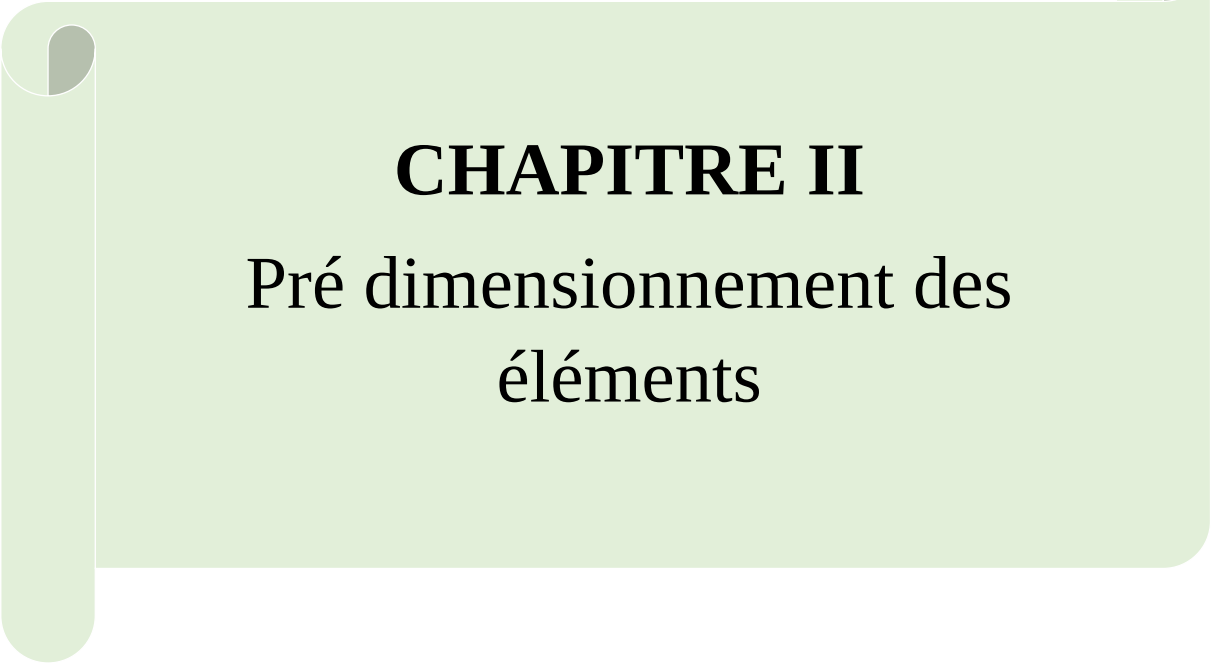
I.11. CONCLUSION :

Les tableaux ci-dessous récapitulent les différentes caractéristiques du béton utilisées pour nos calculs :

Resistance	A la compression		25 MPa
	A la traction		2.1 MPa
Contrainte admissible	ELU	Situation durable	18.48 MPa
		Situation accidentelle	14.16 MPa
	ELS		15 MPa
Module de déformation	Instantané		32164.195 MPa
	Différé		10818.87 MPa

Tableau I.4 : Caractéristiques mécaniques du béton.

Contrainte admissible	ELU	Situation durable	347.82 MPa
		Situation accidentelle	363.63 MPa
	ELS	Fissuration peu préjudiciable	400 MPa
		Fissuration préjudiciable	201.63 MPa
		Fissuration très préjudiciable	164.97 MPa



CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur du point de vue coffrage des différents éléments résistants. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99 et du CBA93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. La pré dimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1. Les planchers :

Pour notre bâtiment on a utilisé deux types de planchers :

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

II.2.1.1. Plancher en corps creux :

Ce plancher est constitué d'éléments résistants ; ce sont les poutrelles en béton armé et des éléments de coffrage « les entres vous » ; corps creux. Après la mise en place d'un ferrailage complémentaire, une dalle de répartition est coulée sur place (hourdis). 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 :

D'après le [BAEL91 \[2\]](#) :

$e = 07\text{cm}$: 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 **$e = 20 \text{ cm}$** .

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 : **$e=20 \text{ cm}$** .

3. Condition de résistance à la flèche : [CBA93 \(article B.6.8.4.4.2.4\) \[1\]](#)

La hauteur du plancher est déterminée à partir de la condition de rigidité donnée par le **CBA93** comme suit : $e \geq \frac{L_{max}}{22.5}$

Avec : e : Épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

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

$L_{max} = \min (L_{X(max)}, L_{Y(max)})$.

$L_{max}=320 \text{ cm}$.

$$h_t \geq \frac{320}{22.5} = 14.22 \text{ cm.}$$

On adopte pour la hauteur du plancher $h_t = 20 \text{ cm}$ (16+4) tel que 4cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

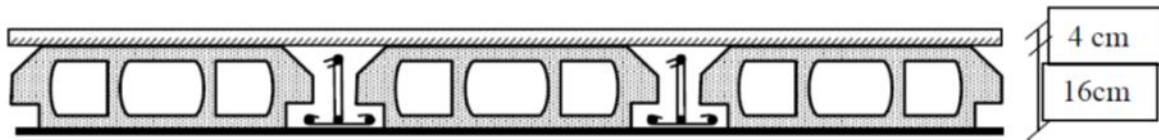


Figure II.1 : Planchers à corps creux.

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 en flexion simple.

✓ Dimensionnement des poutrelles

Détermination de la largeur de la table de compression :

D'après le BAEL.6.11 : $L_{\max} = 320 \text{ cm}$.

On a $b = 2b_1 + b_0$.

$b_0 \geq [0.3 h_t ; 0.4 h_t]$ avec $h_t = 20 \text{ cm}$ donc on adopte $b_0 \geq [6 ; 8]$

⇒ On adopte $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min [L/2 ; L_{\max}/10]$ tel que : $L = b - b_0 = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$.

$b_1 \geq \min [55/2 ; 320/10] = \min (27.5 ; 32) \text{ cm}$; on adopte $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

$b = 2 b_1 + b_0 = 2 (27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$.

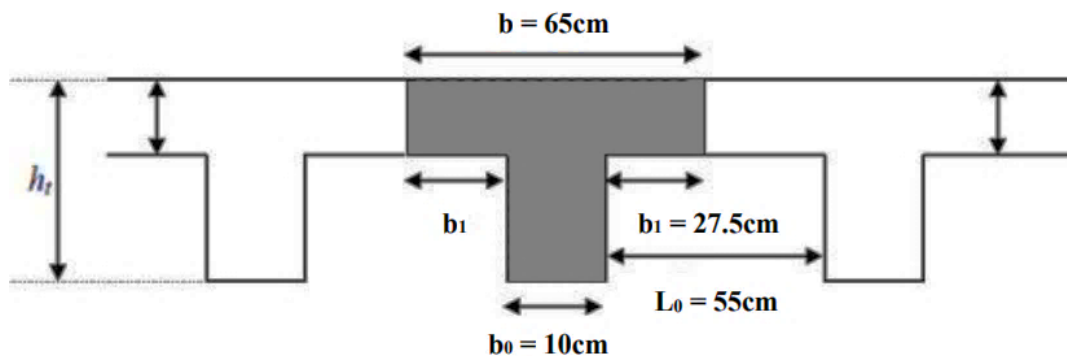


Figure II.2 : Schéma des poutrelles.

II.2.1.2. Plancher dalle pleine :

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place. Elles reposent sur 1, 2, 3, ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé. Le dimensionnement de ce type de plancher dépend de trois critères :

a) Résistance au feu :

- ✓ $e \geq 7$ cm pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e \geq 11$ cm pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e \geq 17,5$ cm pour quatre heures de coup de feu.

Nous optons : **$e = 15$ cm.**

b) Isolation phonique :

Selon les règles techniques **CBA93** en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Nous limitons donc notre épaisseur à **15 cm.**

c) Critère de résistance :

- ✓ Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} < 0.4$ la dalle porte suivant sa petite portée uniquement et son calcul se fera comme pour une poutre de 1 mètre de largeur.
- ✓ Si $\alpha = \frac{L_x}{L_y} > 0.4$ La dalle porte suivant les 2 directions x et y, et c'est le cas pour lequel on pré dimensionne les planchers

Avec :

L_x : petite portée du plancher.

L_y : grande portée du plancher.

Dans tous les cas on a :

- ✓ Dalle pleine portant dans deux directions ($L_x / L_y > 0.4$) :

Travée isostatique : $L_x / 40 \leq h_0 \leq L_x / 25$

Travée hyperstatique : $L_x / 50 \leq h_0 \leq L_x / 35$

- ✓ Dalle pleine portant dans une direction ($L_x / L_y < 0.4$) :

Travée isostatique : $L_x / 30 \leq h_0 \leq L_x / 20$

Travée hyperstatique : $L_x / 35 \leq h_0 \leq L_x / 25$

L_x étant la plus petite portée de panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée

$L_x = 3.50$ m ; $L_y = 4.10$ m.

Donc $\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.85 > 0.4$

Le panneau isostatique porte dans les deux directions.

Alors la dalle est reposée sur quatre appuis :

$$\frac{L_x}{30} \leq h_0 \leq \frac{L_x}{20} = \frac{350}{30} \leq h_0 \leq \frac{350}{20} = 11.66 \leq h_0 \leq 17.5$$

Finalement et d'après les conditions ci-dessus on prend : **$h_0 = 15$ cm.**

II.2.2. Les escaliers :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux. D'une construction, est déterminé par sa montée, son emmarchement, son giron, sa hauteur de marche.

II.2.2.1. Caractéristiques techniques :

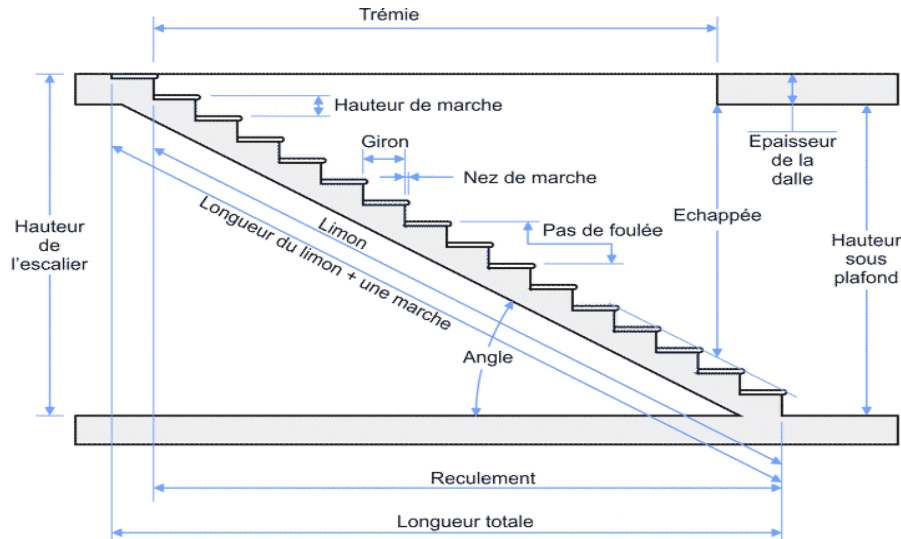


Figure II.3 : Les composants de l'escalier.

Dans notre projet on a **deux types** d'escalier :

Type 1 : escalier a deux volées différentes pour le **RDC**.

Type 2 : escalier a deux volées semblables pour les **étagés courants**.

II.2.2.2. Dimensionnement :

On 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 : $25 \leq g \leq 32$

On prend : **$h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$** .

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

1. Escalier TYPE I (RDC) :

Nombre de contre marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{374}{17} = 22 \text{ contre Marche} \Rightarrow \mathbf{n_t = 22 \text{ contre marche}}.$$

✓ volée 1 TYPE I :

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{221}{17} = \mathbf{13 \text{ contre marche}}.$$

Détermination de l'épaisseur de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{H}{h} \quad \tan \alpha = \frac{221}{360} = 0.613 \Rightarrow \alpha \cong 31.50^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux appuis inclinés d'épaisseur e.

$$\frac{L_{max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{max}}{20}$$

$$L_{max} = L_{volée} + L_{palier}$$

$$L_{volée} = \sqrt{L^2 + H^2} + 130$$

$$\Rightarrow \frac{552.21}{30} \leq e \leq \frac{552.21}{20}$$

$$18.40 \leq e \leq 27.61$$

On prend : **e = 20 cm**

✓ **Volée 2 TYPE I :**

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche ;}$$

$$\text{Détermination de l'épaisseur de la paillasse : } \tan \alpha = \frac{H}{h} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha \cong 32.49^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux appuis inclinés d'épaisseur e.

$$\frac{L_{max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{max}}{20}$$

$$L_{max} = L_{volée} + L_{palier}$$

$$L_{max} = \sqrt{L^2 + H^2} + 130$$

$$\frac{414.62}{30} \leq e \leq \frac{414.62}{20}$$

$$13.82 \leq e \leq 20.731$$

On prend : **e = 18 cm**

2. Escalier TYPE II (EC) :

$$\text{Nombre de contre marches : } n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre Marche} \Rightarrow n_t = 18 \text{ contre marche}$$

▪ **Paillasse :**

$$n = \frac{H}{h} \Rightarrow n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marche ;}$$

$$\text{Détermination de l'épaisseur de la paillasse : } \tan \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \tan \alpha = \frac{153}{240} = 0.637 \Rightarrow \alpha \cong 32.49^\circ$$

La paillasse est une dalle appuyée sur deux appuis inclinés d'épaisseur e

$$\frac{L_{max}}{30} \leq e \leq \frac{L_{max}}{20}$$

$$L_{max} = L_{volée} + L_{palier}$$

$$L_{max} = \sqrt{L^2 + H^2} + 130$$

$$\frac{414.62}{30} \leq e \leq \frac{414.62}{20}$$

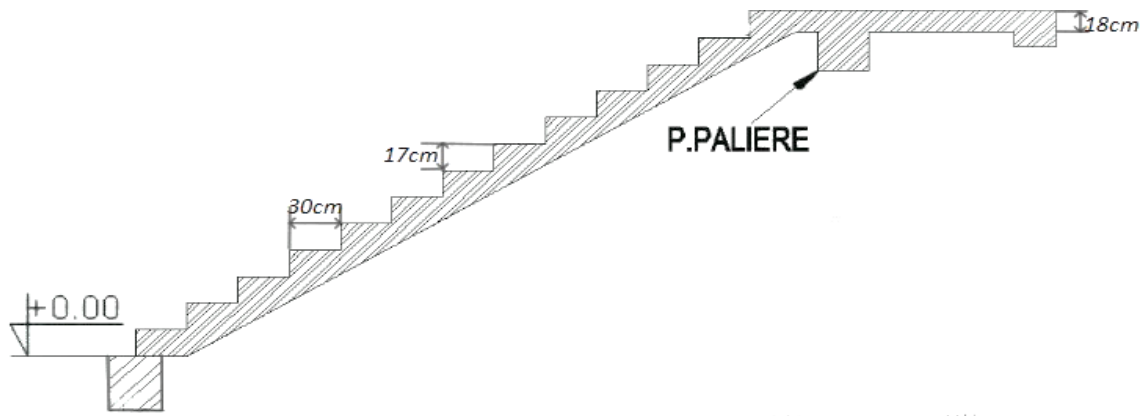
$$13.82 \leq e \leq 20.731$$

On prend : **e = 18 cm.**

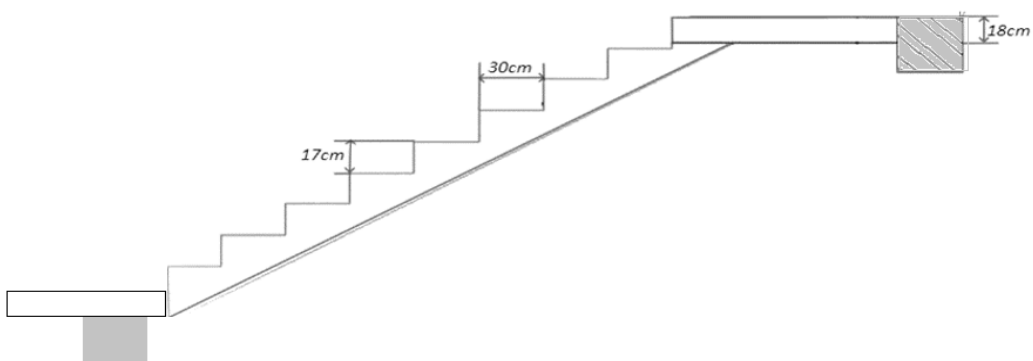
▪ **Épaisseur de palier :**

Pour le palier, on adopte une épaisseur **de 18cm.**

RDC



Volée I



Volée II

Étage courant

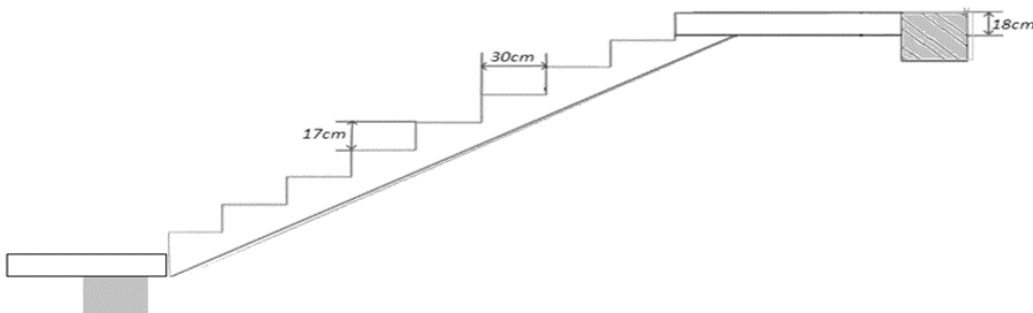


Figure II.4 : Les dimensions d'escaliers (étage courant et RDC).

II.2.3. Pré dimensionnement de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse. Elle a un rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture. L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal (**G**) dû à son poids propre.
- Un effort horizontal (**Q**) dû à la main courante engendrant un moment de renversement (**M**). Le calcul se fera pour une bande de 1m dans la section d'encastrement.

Evaluation des charges de calcul :

Les sollicitations à utiliser pour le calcul du ferrailage sont données dans le tableau suivant :

$$\gamma_b = 25000 \text{ N/m}^3$$

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.06 \times 0.1) + [(0.1 \times 0.04) / 2] = \mathbf{0.068 \text{ m}^2}$$

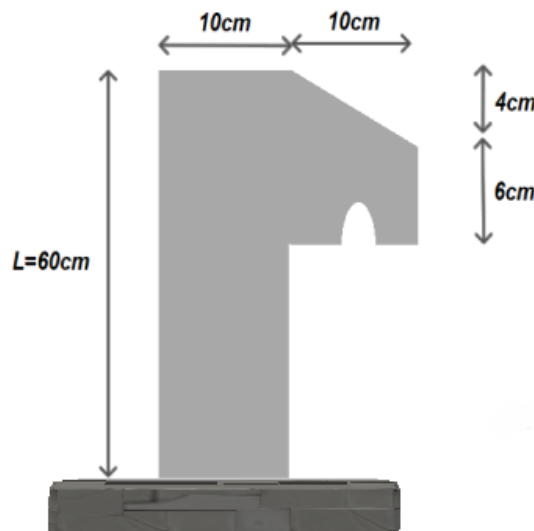


Figure II.5 : Dimensions de l'acrotère.

Eliment constituants	Masse volumique KN/m ³	Surface m ²	Masse linéaires KN /m
Acrotère	25	0.068	1.7
Enduit en ciment	2	0.2	0.4
Total	G = 2.1		

Tableau II.1 : Charges permanentes de l'acrotère.

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux :

II.3.1. Pré dimensionnement des poutres :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux de section ($b \times h$). Il y a deux types de poutres :

II.3.1.1. Les Poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0.2h \leq b \leq 0.7h \end{cases}$$

L_{max} : est la longueur maximale entre les nus (BAELB.6.1.1) [2].

h = hauteur de la poutre

b = largeur de la poutre

Dans notre cas la poutre la plus sollicitée est de longueur entre nus :

$L_{max} = 380$ cm.

Donc $\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \Rightarrow 25.33 \leq h \leq 38 \Rightarrow$ on prend : $h = 40$ cm.

Donc : $10.5 \leq b \leq 24.5 \Rightarrow$ on prend : $b = 30$ cm.

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1) [4] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} & \Rightarrow CV. \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 \text{ cm} & \Rightarrow CV. \\ \frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 & \Rightarrow CV. \end{cases}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm})$.

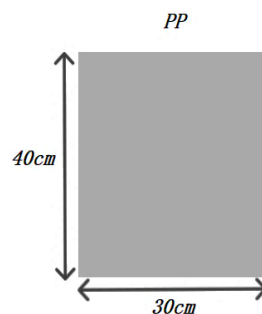


Figure II.6 : La section de poutre principale.

II.3.1.2. Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

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

Dans notre cas la poutre secondaire la plus sollicitée est de longueur :

$$L_{X_{max}} = 320 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} \frac{L_{x_{max}}}{15} \leq h \leq \frac{L_{x_{max}}}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{cases} \Rightarrow \frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}$$

$$\begin{cases} 21.33 \leq h \leq 32 \Rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ 9 \leq b \leq 21 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Une vérification vis-à-vis le RPA99 version 2003(RPA Article 7.5.1) [4] est effectuée par la suite pour satisfaire aux valeurs minimales exigées pour les dimensions de la poutre :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} & \Rightarrow CV. \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 35 \text{ cm} & \Rightarrow CV. \\ h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 35/30 = 1.17 < 4 & \Rightarrow CV. \end{cases}$$

La condition est vérifiée, donc on adopte pour les poutres secondaires une section de :

$$b \times h = (30 \text{ cm} \times 35 \text{ cm}).$$

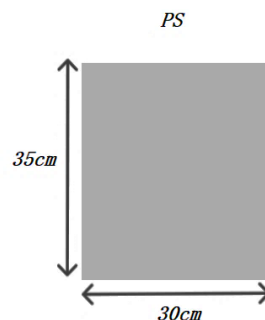


Figure II.7 : La section des poutres secondaires.

II.3.2. Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul compression centrée selon les règles du BAEL91, en appliquant les trois critères suivants :

- Critère de résistance.
- Critère de stabilité de forme.
- Règles du RPA99 (version 2003).

Les exigences de RPA en zone II a.

$$\begin{cases} \min(b; h) \geq 25cm. \\ \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \quad RPA \text{ (Article 7.4.1).} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

Soit (b= 40cm ; h= 40cm).

$$\begin{cases} \min(40; 40) \geq 25cm & \Rightarrow CV. \\ \min(40; 40) \geq \frac{306}{20} = 15.3 & \Rightarrow CV. \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} \leq 4 \Rightarrow 0.25 < 1 < 4 & \Rightarrow CV. \end{cases}$$

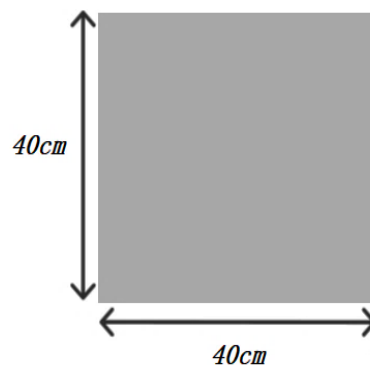


Figure II.8 : La section de Poteaux.

II.3.3. Les voiles :

Le pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de RPA99 version 2003. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux. D'après le [RPA99](#) version 2003 article 7.7.1 [4] les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4a$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires. Avec :

- l : longueur de voile.
- a : épaisseur du voile.

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 :

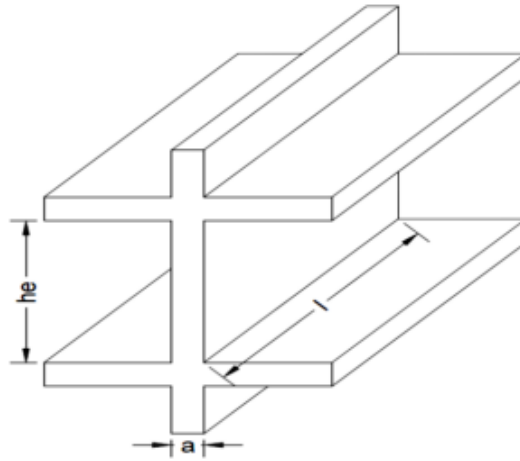


Figure II.9 : Coupe de voile en élévation.

$$a_{\min} \geq \max \left\{ 15\text{cm} ; \frac{h_e}{22} \right\} \text{ RPA (Article .7.7.1) [4].}$$

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

$a_{\min}$: épaisseur du voile.

✓ Pour le RDC $h_e = (3.74 - 0.4) = 3.34\text{m}$.

$$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 15.18\text{cm} \} \Rightarrow a_{\min} \geq 15.18\text{cm}.$$

✓ Pour l'étage courant $h_e = (3.06 - 0.40) = 2.66\text{m}$.

$$a_{\min} \geq \max \{ 15\text{cm} ; 12.09\text{cm} \} \Rightarrow a_{\min} \geq 15\text{cm}.$$

On adopte pour tous les voiles une épaisseur de : **15 cm**.

II.4. Évaluation des charges et surcharges :

Le but de la descente des charges est de déterminer la charge et les surcharges que peut supporter chaque élément porteur de structure, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

II.4.1. Les Planchers :

a) Plancher terrasse inaccessible :

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

- 1) Gravillon de protection.
- 2) Etanchéité multicouches.
- 3) Béton de pente.
- 4) Isolation thermique.

5) Plancher à corps creux.

6) Enduit en plâtre.

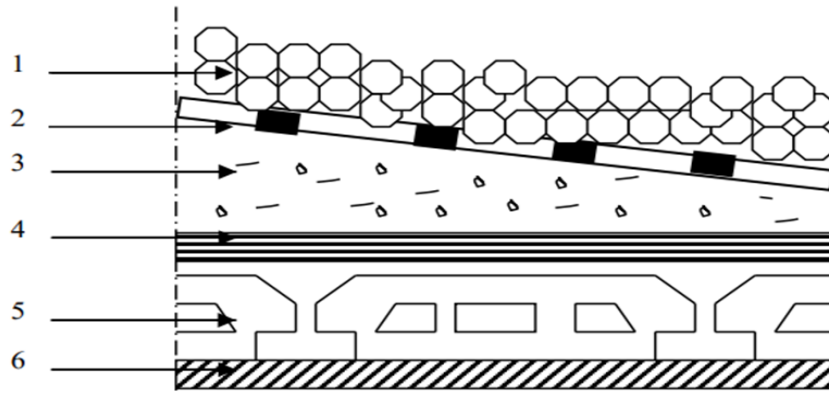


Figure II.10 : Coupe plancher de la terrasse inaccessible.

➤ Charge permanente et d'exploitation (DTR B.C 2.2) [3] :

N°	Désignation	e (m)	γ (N/ m ³)	Charge (N/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	20000	850
2	Etanchéité multicouches	0.02	6000	120
3	Forme de pente	0.1	22000	2200
4	Isolation thermique	0.04	4000	160
5	Dalle à corps creux	0.20	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_T = 6480
Surcharge d'exploitation				Q_T = 1000

Tableau II.2 : Charge permanente de terrasse à corps creux.

b) Plancher étage courant :

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

- 1) Mur
- 2) Carrelage.
- 3) Mortier de pose.
- 4) Lit de sable.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

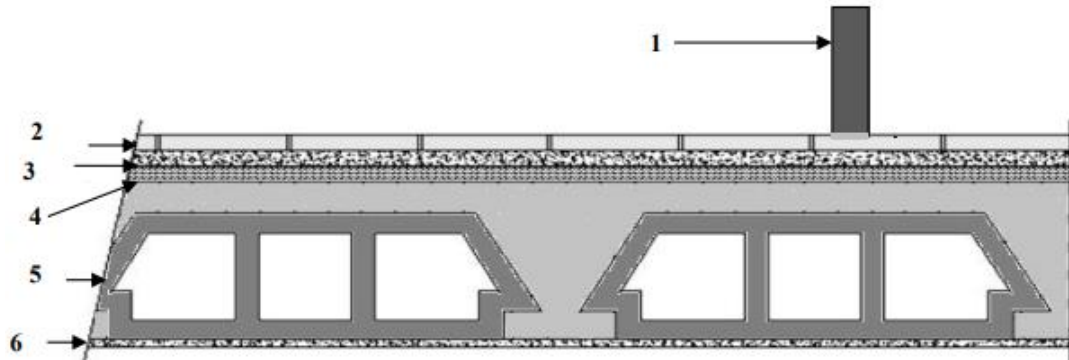


Figure II.11 : Plancher à corps creux étage.

➤ Charge permanente (DTR B.C 2.2) [3] :

N°	Désignation	e (m)	γ (N/ m ³)	Charge (N/m ²)
1	Cloison en brique	0.1	10000	1000
2	Carrelage	0.02	22000	440
3	Mortier de pose	0.02	20000	400
4	Couche de sable	0.03	18000	540
5	Plancher à corps creux	0.2	14000	2800
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				$G_E = 5380$
Surcharge d'exploitation				$Q_E = 1500$

Tableau II.3 : Charge permanente et d'exploitation d'étage courant à corps creux.

c) Dalle pleine :

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

- 1) Cloisons intérieures
- 2) Carrelage.
- 3) Mortier de pose.
- 4) Lit de sable.
- 5) Plancher à corps creux.
- 6) Enduit en plâtre.

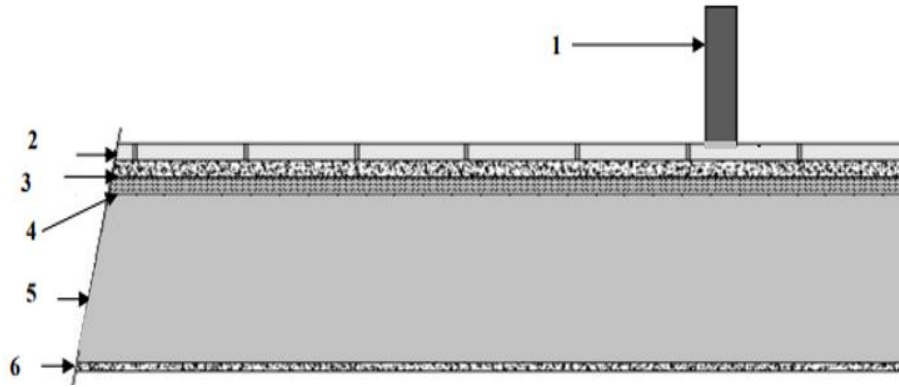


Figure II.12 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/ m ³)	Charge(N/m ²)
1	Cloisons intérieures	0.1	10000	1000
2	Carrelage	0.02	22000	440
3	Mortier de pose	0.02	20000	400
4	Lit de sable	0.03	18000	540
5	Dalle	0.15	25000	3750
6	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_E = 6330
Surcharge d'exploitation				Q_E = 5000

Tableau II.4 : Charge permanente et d'exploitation de la dalle pleine.

II.4.2. Balcon :

Sa composition est définie sur la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

- 1) Carrelage.
- 2) Mortier de pose.
- 3) Lit de sable.
- 4) Plancher à corps creux.
- 5) Enduit en plâtre.

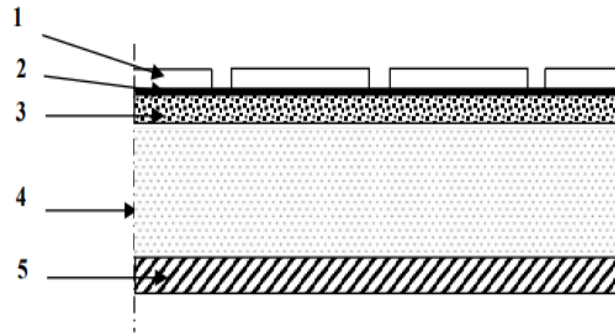


Figure II.13 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

N°	Désignation	e (m)	γ (N/ m ³)	Charge(N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	20000	400
3	Lit de sable	0.03	18000	540
4	Dalle	0.15	25000	3750
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_E = 5330
Surcharge d'exploitation				Q_E = 3500

Tableau II.5 : Charge permanente et d'exploitation de balcon.

II.4.3. Les cloisons :

- **Mur intérieur :** Il est schématisé dans la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :
 - 1) Maçonnerie en brique creuse.
 - 2) Enduit plâtre.

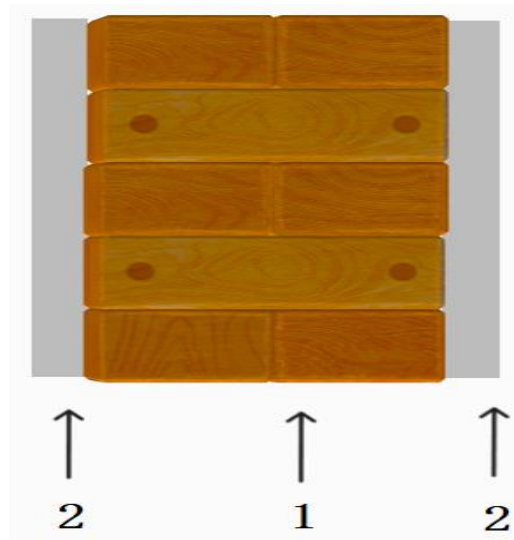


Figure II.14 : Les composants du mur intérieur (10cm).

N°	Constituants	Epaisseur (m)	Charge unitaire (N/m ³)	G (N/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	0.10	9000	900
2	Enduit plâtre	0.02 + 0.02	10000	400
Total				1300

Tableau II.6 : Les charges du mur intérieur (10cm).

- **Mur extérieur :** Il est schématisé dans la figure, et sa charge est indiquée dans le tableau :

- 1) Enduit ciment.
- 2) Maçonnerie en brique creuse.
- 3) Maçonnerie en brique creuse.
- 4) Enduit plâtre.

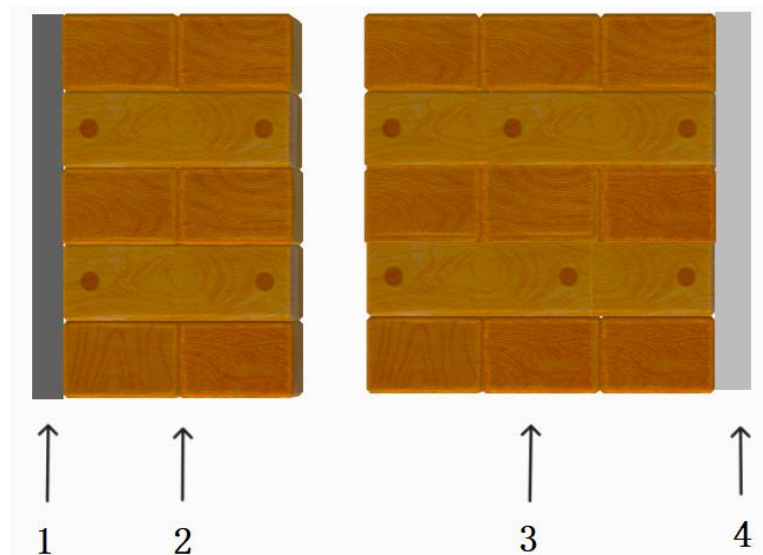


Figure II.15 : Les composants du mur extérieur (15cm)

N°	Constituants	Epaisseur cm)	Charge unitaire (N/m³)	G (KN/m²)
1	Enduit ciment	0.02	18000	360
2	Maçonnerie en brique creuse	0.10	9000	900
3	Maçonnerie en brique creuse	0.15	9000	1350
4	Enduit plâtre	0.02	10000	200
Total				2810

Tableau II.7 : Les charges du mur extérieur.

II.4.4. L'escalier :

a) La paillasse RDC :

N°	Désignations		e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m2)
1	Carrelage	Horizontal	0,02	22000	440
		Vertical	0,02h/g	22000	249.33
2	Mortier de pose	Horizontal	0,02	20000	400
		Vertical	0,02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches		0,17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse		0,18/cos α	25000	5335
5	Enduit en plâtre		0,02/cos α	10000	236
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G _P = 9612
Charge d'exploitation totale					Q _P =2500

Tableau II.8 : Charge permanente et d'exploitation de la paillasse RDC.

b) La paillasse EC :

N°	Désignations		e (m)	γ (N/m3)	Charge (N/m2)
1	Carrelage	Horizontal	0,02	22000	440
		Vertical	0,02h/g	22000	249.33
2	Mortier de pose	Horizontal	0,02	20000	400
		Vertical	0,02h/g	20000	226.67
3	Poids des marches		0,17/2	25000	2125
4	Poids de la paillasse		0,18/cos α	25000	5275
5	Enduit en plâtre		0,02/cos α	10000	230
6	Gardes corps		-	-	600
Charge permanente totale					G _P = 9546
Charge d'exploitation totale					Q _P =2500

Tableau II.9 : Charge permanente et d'exploitation de la paillasse EC.**c) Palier de repos RDC + EC :**

N°	Désignation	e (m)	γ (N/ m ³)	Charge (N/m ²)
1	Carrelage	0.02	22000	440
2	Mortier de pose	0.02	2000	400
3	Lit de sable	0.02	18000	360
4	Dalle	0.18	25000	4500
5	Enduit en plâtre	0.02	10000	200
Charge permanente totale				G_E = 5900
Surcharge d'exploitation				Q_E = 2500

Tableau II.10 : Charge permanente et d'exploitation de palier de repos.**II.5. Descente de charges :**

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plupart des charges revenant à chaque élément de la structure, 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.

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels ou commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (07), ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Le principe de cette loi est exposé comme suit :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse, $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitation respectives des planchers des étages 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment

- **Surcharges différentes :**

Terrasse	Q_0
Dernier étage (étage 1)	$Q_0 + Q_1$
Etage 2	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
Etage 3	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Etage 4	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
Étage n	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

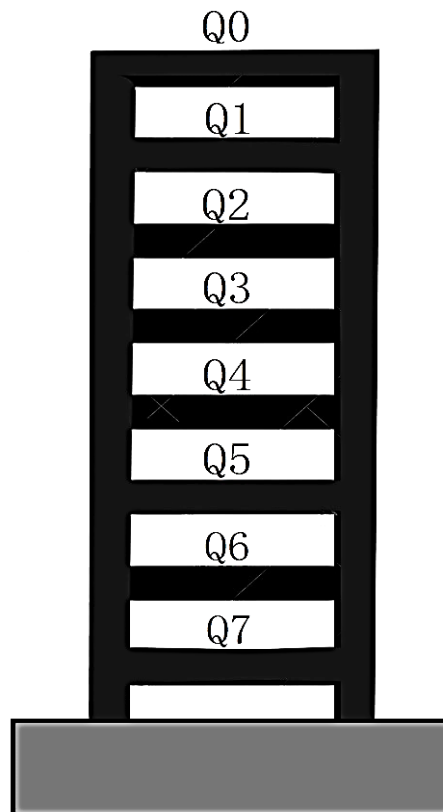


Figure II.16 : La dégression des charges.

Niveau des planchers	Surcharge (KN/m ²)	Σ surcharges différentes	Σ Surcharge (KN/m ²)
7	$Q0 = 1$	$\Sigma0 = Q0$	1
6	$Q1 = 1.5$	$\Sigma1 = Q0 + Q1$	2.5
5	$Q2 = 1.5$	$\Sigma2 = Q0 + 0.95 (Q1 + Q2)$	3.85
4	$Q3 = 1.5$	$\Sigma3 = Q0 + 0.9 (Q1 + Q2 + Q3)$	5.05
3	$Q4 = 1.5$	$\Sigma4 = Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	6.10
2	$Q5 = 1.5$	$\Sigma5 = Q0 + 0.8 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	7
1	$Q6 = 1.5$	$\Sigma5 = Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$	7.75
RDC	$Q7 = 1.5$	$\Sigma5 = Q0 + 0.71 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)$	8.50

Tableau II.11 : L'application de la loi de dégression pour les charges différentes.

Pour la vérification de leur section dans ce cas

On prend un type de poteau suivant :

✓ **Poteau intermédiaire.**

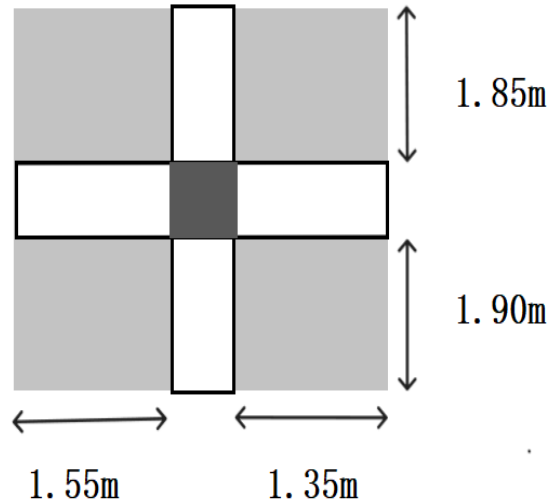


Figure II.17 : La surface afférente par le poteau intermédiaire.

-La surface afférente :

$$S = [(1.55 \times 1.85) + (1.35 \times 1.85) + (1.55 \times 1.90) + (1.35 \times 1.90)] = 10.87 \text{m}^2.$$

-La charge permanente :

Les poteaux :

- **Le poteau RDC :**

$$25 \times 3.74 \times (0.4 \times 0.4) = 14.96 \text{KN}.$$

- **Le poteau D'étage :**

$$25 \times 3.06 \times (0.4 \times 0.4) = 12.24 \text{KN}.$$

Les poutres :

- **La poutre principale :**

$$0.3 \times 0.4 \times 3.75 \times 25 = 11.25 \text{ KN}.$$

- **La poutre secondaire**

$$0.3 \times 0.35 \times 2.9 \times 25 = 7.61 \text{ KN}.$$

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$10.872 \times 6.48 = 70.45 \text{ KN}.$$

- **Plancher d'étage courant :**

$$10.872 \times 5.480 = \mathbf{58.49 \text{ KN.}}$$

- **Mur intérieur (dans l'étage 1 à 7) :**

$$((3.06-0.40) (1.55+1.35) + (3.06-0.4) (1.85+1.90)) \times 1.3 = \mathbf{22.995 \text{ KN.}}$$

- **Mur intérieur (dans RDC) :**

$$((3.74-0.40) (1.55+1.35) + (3.74-0.4) (1.85+1.90)) \times 1.3 = \mathbf{28.874 \text{ KN.}}$$

Niveau	Élément	G (KN)	Q (KN)
0-0	Poutre principale	11.25	10.872
	Poutre secondaire	7.612	
	Plancher terrasse	70.45	
	Total	89.312	
1-1	Revenant 0	89.312	27.872
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.25	
	Poutre secondaire	7.612	
	Plancher étage courant	58.491	
	Mur intérieur d'étage	22.995	
	Total	201.9	
2-2	Revenant 1	201.9	41.857
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.25	
	Poutre secondaire	7.612	
	Plancher étage courant	58.491	
	Mur intérieur d'étage	22.995	
	Total	314.488	
3-3	Revenant 2	314.488	54.903
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.25	
	Poutre secondaire	7.612	
	Plancher étage courant	58.491	
	Mur intérieur d'étage	22.995	
	Total	427.076	
4-4	Revenant 3	427.076	66.319
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.25	
	Poutre secondaire	7.612	
	Plancher étage courant	58.491	
	Mur intérieur d'étage	22.995	
	Total	539.664	
5-5	Revenant 4	539.664	76.104
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.25	
	Poutre secondaire	7.612	
	Plancher étage courant	58.491	
	Mur intérieur d'étage	22.995	
	Total		

Total		652.252	
6-6	Revenant 5	652.252	84.258
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.25	
	Poutre secondaire	7.612	
	Plancher étage courant	58.491	
	Mur intérieur d'étage	22.995	
Total		764.84	
7-7	Revenant 6	764.84	92.412
	Poteau des étages	12.24	
	Poutre principale	11.25	
	Poutre secondaire	7.612	
	Plancher étage courant	58.491	
	Mur intérieur d'étage	22.995	
Total		877.932	
8-8	Revenant 7	877.932	92.412
	Poteau de RDC	14.96	
	Mur intérieur	28.874	
Total		921.766	

Tableau II.12 : Descente de charge du poteau le plus sollicité (poteau intermédiaire).

II.5.1. Vérification de la section de poteau : (BAEL91 b.8.4, 1)

- **Poteau intermédiaire :**

L'effort normal agissant ultime N_u d'un poteau doit être au plus égale à la valeur suivante :

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \theta \times \gamma_b} + A_s \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

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

Avec :

θ : coefficient égale à 1.

N_u : est l'effort normal ultime, que l'on déduit après faire la descente des charges.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = [1.35 \times 921.766] + (1.5 \times 92.412)$$

$$N_u = 1383.0021 \text{ KN.}$$

En béton armé, les charges verticales agissant sur les poteaux doivent être augmentées par rapport aux calculs de descentes de charges effectués de : (DTR B.C 2.2) [4]

- ✓ 15% pour les poteaux centraux dans le cas de bâtiments à deux travées, (On multiplie par 1.15).
- ✓ 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas de bâtiments Comportant au moins trois travées. (On multiplie par 1.1).

Donc : pour le cas de notre bâtiment on multiplie la charge ultime N_u par **1.15**.

$$N_u = 1.15 \times (1383.0021) = 1590.452 \text{ KN.}$$

Vérification à la compression simple :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$$

Avec

B : section du béton.

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

$$B \geq \frac{1590.452 \times 10^{-3}}{0.6 \times 25}$$

$$B \geq 0.106 \text{ m}^2.$$

$$\text{On a : } B = (b \times h) \rightarrow B = (0.4 \times 0.4)$$

$$B = 0.16 \text{ m}^2.$$

$$B = 0.16 \geq 0.1062 \rightarrow (CV).$$

Vérification au flambement :

On doit faire la vérification suivante :

$$Br \geq \left(\frac{\beta N_u}{\frac{\sigma_{bc}}{0.9} + 0.8 \sigma_s \frac{A_s}{Br}} \right)$$

B_r : est la section de béton réduite du béton, obtenue en enlevant 1cm de béton sur toute la périphérie de la section :

$$B_r = (40 - 2\text{cm}) \times (40 - 2\text{cm})$$

$$B_r = 1444 \text{ cm}^2$$

$$B_r = 0.1444 \text{ m}^2$$

α : un coefficient de flambement en fonction de l'élancement de l'élément poteau (λ)

$$\text{Pour } \lambda < 50 \text{ on a : } \alpha = \frac{0.85}{\beta(\lambda)}$$

$$\text{Avec : } B(\lambda) = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$$

$$\text{Pour } 50 < \lambda < 70 \text{ on a : } \alpha = 0.06 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$$

Donc on calcul l'élancement λ

$$\lambda = \frac{L_f}{i}$$

L_f : Longueur de flambement.

$$L_f = 0.7 l_0$$

i : Rayon de giration.

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : Moment d'inertie.

Il est préférable de prendre $\lambda < 35$

A partir de l'équation citée précédemment, on trouve Br :

$$Br \geq \left(\frac{\beta Nu}{\frac{\sigma_{bc}}{0.9} + 0.8 \sigma_s \frac{A_s}{Br}} \right)$$

Avec : $\frac{A_s}{Br}$ représente le taux d'acier dans la section du poteau. Le pourcentage minimal d'armature pour un poteau, qui est selon l'article 7.4.2.1 des règles **RPA V2003**, pour la zone sismique **II a** égale à : 0.8% [4].

Poteau	RDC	Etage 1,2,3,4,5,6,7
Nu (KN)	1590.452	1590.452
B cal (m²)	0.1062	0.1062
B adopte (m²)	0.16	0.16
l₀ (m)	3.74	3.06
L_f (m)	2.618	2.142
I. 10⁻³ (m⁴)	2.133	2.133
i (m)	0.115	0.115
λ	22.765	18.626
α	0.783	0.804
Br cal (m²)	0.095	0.093
Br adopte (m²)	0.144	0.144

Tableau II.13 : Résultats des vérifications au flambement.

Nous avons :

Br adopté (m²) > Br cal (m²) → (CV).

Donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

Donc :

On adopte : **a = b = 40 cm**

-Vérification des dimensions de la section du poteau de RDC et d'étage d'après le RPA99v2003 article 7.5.1

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1; h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(40; 40) \geq 25\text{cm} \\ \min(40; 40) \geq \frac{374}{20} = 18.7 \\ 0.25 \leq \frac{40}{40} \leq 4 \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 40 > 25 \rightarrow \text{CV.} \\ 40 > 18.7 \rightarrow \text{CV.} \\ 0.25 < 1 < 4 \rightarrow \text{CV.} \end{array} \right.$$

On adopte la section (b × h) = (40 × 40) cm² qui vérifie les conditions de [RPA \[4\]](#)

II.6. Conclusion :

Pour clôturer ce chapitre relatif au pré dimensionnement des éléments, nous présentons ci-dessous les dimensions adoptées pour les différents éléments composant la structure de notre bâtiment :

a) Plancher :

Plancher à corps creux **16+4 cm.**

Plancher à dalle pleine de **15 cm.**

b) Voile :

Un voile d'épaisseur de **15 cm.**

c) Poutres :

Poutre principale : **b = 30 cm ; h = 40 cm.**

Poutre secondaire : **b = 30 cm ; h = 35 cm.**

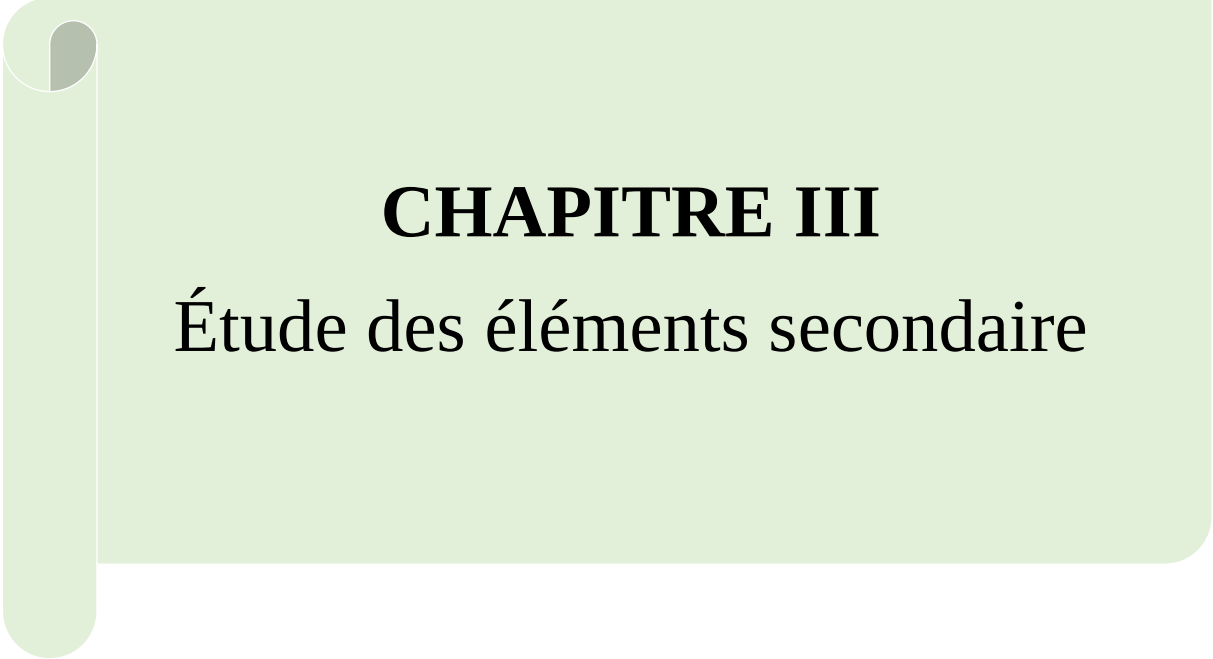
d) Poteau :

Poteaux RDC + 7 étages **(40×40) cm.**

e) Escalier :

e = 18 cm pour la paillasse.

e = 18 cm pour le palier de repos.



CHAPITRE III

Étude des éléments secondaire

III.1. Introduction :

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments :

- ✓ Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement.
- ✓ Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre nous considérons l'étude des éléments que comporte notre bâtiment. Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

III.2. Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural coulé sur place en tournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse inaccessible et protéger le gravier de la poussée, assurer la sécurité des personnes circulant au niveau de la terrasse et d'empêcher la filtration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher. L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; elle est soumise à son poids propre « G » et à la surcharge d'exploitation « Q » due à la main courante qui crée un moment « MQ » au niveau de l'encastrement et la force sismique. Le calcul sera faire en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande d'un mètre linéaire, la fissuration étant préjudiciable.

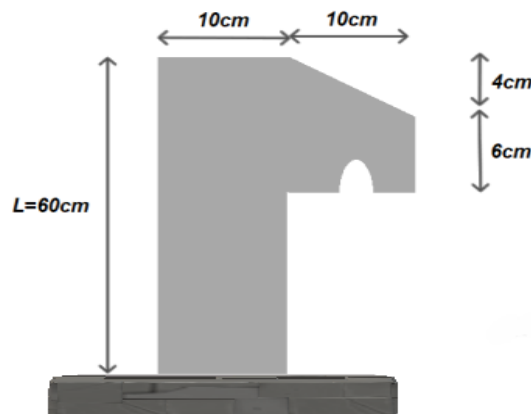


Figure III.1 : Modèle du calcul de l'acrotère.

a) Hypothèses de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fait pour une bande d'un mètre linéaire.

b) Evaluation des Charges :

D'après le chapitre précédent on a :

$$S = 0.068 \text{ m}^2.$$

$G = 2.1 \text{ KN /ml.}$

$Q = 1 \text{ KN /ml}$ (plancher terrasse inaccessible).

La force sismique est donnée par la formule suivante :

$$f_p = 4 \times A \times c_p \times w_p \text{ RPA 99version 2003(Art 6.2.3) [1]}$$

Avec :

$A = 0.15$: coefficient d'accélération de zone.

$c_p = 0.8$: facteur de force horizontale.

$-w_p = 2.1 \text{ KN/ml}$: poids propre de l'acrotère.

Donc :

$$f_p = 1.008 \text{ KN /ml.}$$

$$f_p < 1.5Q \Rightarrow 1.008 \text{ KN/ml} < 1.5 \text{ KN/ml} \Rightarrow (\text{cv}).$$

On va ferrailer l'acrotère avec la force f_p .

Alors pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2.1 \text{ KN/ml}; Q = 1 \text{ KN/ml}; f_p = 1.008 \text{ KN/ml}$$

III.2.1. Calcul des efforts :

Pour déterminer les sollicitations, on va utiliser 3 combinaisons et on choisit la plus défavorable. Ces combinaisons pour une bande de 1m de largeur sont :

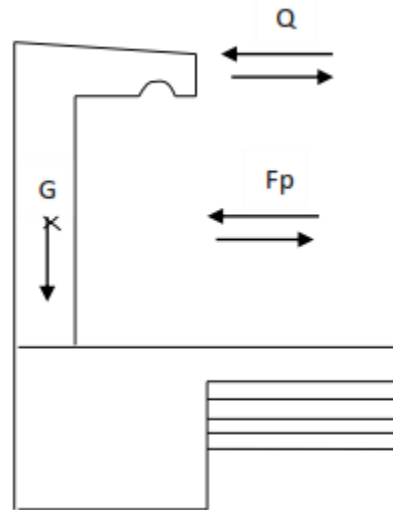


Figure III.2 : Les charges appliquées sur l'acrotère.

➤ **E.L.U :**

$$N_u = 1.35 G = 2.835 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 0.9 \text{ KN.m.}$$

$$T_u = 1.5 Q = 1.5 \text{ KN.}$$

➤ **E.L.S :**

$$N_{ser} = G = 2.1 \text{ KN.}$$

$$M_{ser} = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m.}$$

✓ **Calcul de l'excentricité :**

Selon l'article **A.4-4 du B.A.E. L91**, on adopte une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

✓ **Excentricité de la résultante des contraintes normales (e_1) :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.835} = 0.317 \text{ m.}$$

$$e_1 > \frac{h}{6} = \frac{0.1}{6} = 0.016 \text{ m} \Rightarrow \text{(cv).}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, la section est alors partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f par rapport aux armatures tendues.

✓ **Excentricité dus aux effets de second ordre (e_2) :**

$$e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 h_0} (2 + \alpha \varphi)$$

$\varphi = 2$: c'est le rapport de la déformation finale due au fluage et à la déformation instantanée sous la charge considérée. Ce rapport est généralement pris égal à 2.

Calcul de l'élancement :

$$L_f = 2 \times L \Rightarrow L_f = 2 \times 0.6 \Rightarrow L_f = 1.2 \text{ m.}$$

$$i: \text{ rayon de gyration: } I = \sqrt{\frac{I}{S}}.$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 0.1^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$S = b \times h = 1 \times 0.1 = 0.1 \text{ m}^2.$$

$$S = 0.1 \text{ m}^2.$$

Donc:

$$i = 0.028 \text{ m.}$$

$$\text{Alors : } \gamma = \frac{L_f}{i} = \frac{1.2}{0.028} = 42.85$$

$$\gamma_{\max} \leq \left\{ 50; \min \left(\frac{67 \times e_1}{h}; 100 \right) \right\}$$

$$\gamma_{\max} \leq 100$$

Alors: $\gamma \leq \gamma_{\max}$

Donc pas de risque de flambement.

$$\text{Et : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{2.1 \times 0.6^2}{2} = 0.378 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = \frac{q \times l^2}{2} = \frac{1 \times 0.6^2}{2} = 0.18 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } \alpha = \frac{0.378}{0.378 + 0.18} = 0.677$$

$$\alpha = 0.677$$

Donc

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} (2 \times 0.677 + 2) = 0.014 \text{ m}$$

- **Excentricité additionnelle (e_a) :**

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_t > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} \Rightarrow (\text{cv}).$$

Alors :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée, et donc assimilable à une section en flexion simple sous l'effort d'un moment fictif (M_{ua}).

III.2.2 Vérification à L'ELU :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire

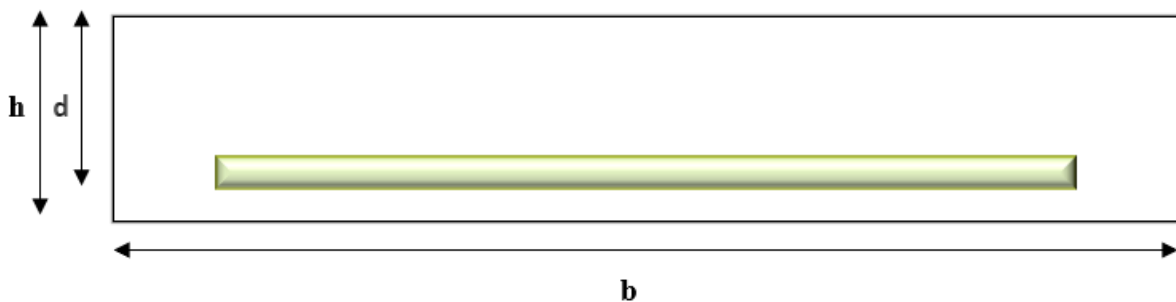


Figure. III.3: La section équivalente de calcul de l'acrotère.

- Epaisseur de la section : $h = 0.1 \text{ m}$.
- Largeur de la section : $b = 1 \text{ m}$.
- Hauteur utile : $d = 0.9h \Rightarrow d = 0.09 \text{ m}$.

- **Moment fictif (M_{ua}) :**

Moment fictif calculé par rapport au C.D.G des armatures tendues.

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

$$M_{ua} = 900 + 2835 \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) = \mathbf{985.05 \text{ N.m.}}$$

- **Calcul le moment réduit (μ)**

$$\mu = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

$$\mu = \frac{985.05 \times 10^3}{14.16 \times 1000 \times 80^2} \quad ; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa.}$$

$$\mu = 0.010 < \mu_{lim} = 0.392;$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\mu = 0.010 < \mu_1 = 0.186 \dots\dots\dots \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) = 0.010.$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 79.68 \text{ mm.}$$

$$\mu = 0.010 \Rightarrow \alpha = 0.010 ; Z = 79.68 \text{ mm}$$

- **La section fictive de l'acier tendue :**

$$A_u = \frac{M_t}{z \cdot \bar{\sigma}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A_u = \frac{985.05 \times 10^3}{79.68 \times 348} = \mathbf{35.52 \text{ mm}^2}.$$

$$\text{Donc : } \mathbf{A_u = 0.35 \text{ cm}^2}$$

- **Vérification de condition de non fragilité :**

$$A_{min} > 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec: } f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

$$A_{min} > 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 96.6 \text{ mm}^2.$$

$$A_{min} > \mathbf{96.6 \text{ mm}^2}.$$

Donc :

$$A_s = \max (A_u ; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max (0.35 ; 0.96).$$

Alors :

$$A_s = 0.96 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte : } \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}.$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91) [3]**

$$A_{min} < A_{adopte} \Rightarrow 0.96 < 2.01 \Rightarrow \mathbf{(cv)}.$$

- **L'espacement « e » :**

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

$$e \leq \min (30 ; 33\text{cm}) \Rightarrow e \leq 30 \text{ cm.}$$

On prend : **e = 20 cm.**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4T8 = 2.01 cm².**

- **L'espacement « e » :**

$$e \leq \min (4h ; 45\text{cm}).$$

$$e \leq \min (40 ; 45\text{cm}) \Rightarrow e \leq 40 \text{ cm.}$$

On prend : **e = 20 cm.**

III.2.3. Vérification de l'effort de tranchant « cisaillement » [BAEL91] [3] :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}$ tel que :

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow (\text{Fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\tau} = \min (2.5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$T_u = F_p + Q = 2.008 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{2.008 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.0251 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow 0.0251\text{MPa} < 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv}).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.4. Vérification à L'ELS :

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

Pour le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

Pour l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right) = 266.66 \text{ MPa.}$$

$$\alpha_r = \frac{n \times \sigma_{bc}}{n \times \sigma_{bc} + \sigma_{st}}$$

$$n = 15$$

$$\alpha_r = \frac{15 \times 15}{15 \times 15 + 266.66} = 0.45$$

$$U_r = \frac{\alpha_r}{2} \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right) = \frac{0.45}{2} \left(1 - \frac{0.45}{3}\right)$$

$$U_r = 0.19$$

• **Moment de service limite :**

$$\bar{M}_1 = U_r \times b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{M}_1 = 0.19 \times 1000 \times 80^2 \times 15 = 18240000 \text{ N.mm.}$$

$$\bar{M}_1 = \mathbf{18240 \text{ N.m}}$$

$$\bar{M}_{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$\bar{M}_{ser} = 600 + 2100 \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right)$$

$$\bar{M}_{ser} = \mathbf{663 \text{ N.m}}$$

$$\bar{M}_{ser} < \bar{M}_1 \Rightarrow 663 \text{ N.m} < 18240 \text{ N.m} \Rightarrow \mathbf{(cv)}.$$

$A' = 0$ (La section est sans aciers comprimés).

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha_r}{3}\right)$$

$$\mathbf{Z = 68 \text{ mm.}}$$

$$A_{st} = \frac{\bar{M}_{ser}}{z_1 \times \sigma_{st}} = \frac{663 \times 10^3}{68 \times 266.66} = \mathbf{36.56 \text{ mm}^2}.$$

$$A_s = A_{st} - \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{st}} \rightarrow A_s = 36.56 - \frac{2100}{266.66} = \mathbf{28.68 \text{ mm}^2}.$$

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2 < A_{adopté} = 2.01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{(cv)}.$$

$$A_s = \max(A_s; A_{min}) \Rightarrow A_s = \max(0.28; 0.96).$$

$$\text{Alors : } A_s = \mathbf{0.96 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{4T8 = 2.01 \text{ cm}^2}$$

III.2.5. Schéma de Ferrailage :

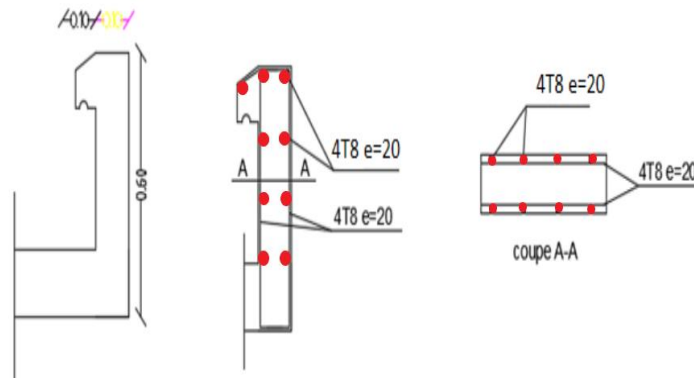


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. 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.3.1. Escalier type 1 : (volée I pour RDC)

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

a) Charges et surcharges :

• Paillasse

$$G_p = 9.612 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN/ m}^2$$

• Palier

$$G_{pr} = 5.9 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_{pr} = 2.5 \text{ KN/ m}^2$$

Avec :

G_p : Charge permanente de la paillasse.

Q_p : Charge variable de la paillasse

G_{pr} : Charge permanente du palier.

Q_{pr} : Charge variable du palier.

b) Schéma statique :

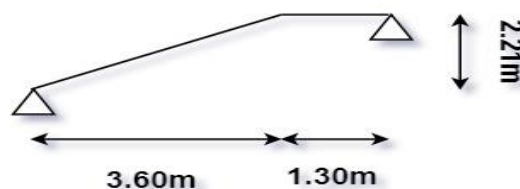


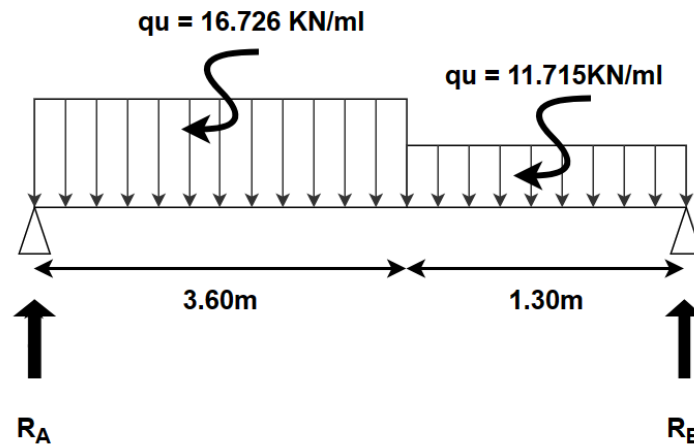
Figure.III.5 : Schéma statique des escaliers type 1

c) Combinaison des charges :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $q_s = G + Q$

Désignation	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Palier	5.9	2.5	11.715	8.4
Paillasse	9.612	2.5	16.726	12.112

Tableau : III.1. Calcul de la Combinaison des charges.

d) Calcul des réactions :**➤ E L U :****Figure III.6:** Schéma statique à l'ELU.

$$\sum F_v = 0 ; \quad R_A + R_B = (16.726 \times 3.60) + (11.715 \times 1.30)$$

$$R_A + R_B = 75.443 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow -R_B \times 4.90 + 11.715 \times 1.30 \times (0.65 + 3.60) + (16.726 \times 3.60 \times 1.80) = 0$$

$$R_B = 35.328 \text{ KN}$$

$$R_A = 40.115 \text{ KN}$$

✓ Calcul des moments et efforts tranchants :**- ELU :**

- **Tronçon I :** Pour : $0 \leq x \leq 3.60 \text{ m}$

L'effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 ; \quad T(x) = 40.115 - 16.726x$$

Pour :

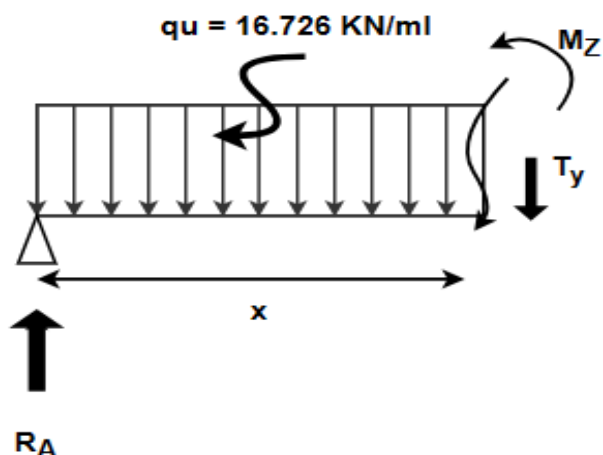
$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 40.115 \text{ KN} \\ x = 3.60 \text{ m} \rightarrow T(x) = -20.098 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 40.115x - 16.726 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 3.60 \text{ m} \rightarrow M(x) = 36.029 \text{ KN.m} \end{cases}$$



- **Tronçon II** : Pour : $0 \leq x \leq 1.30$ m

L'effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 ; \quad T(x) = -35.328 + 11.715x$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = -35.328 \text{ KN} \\ x = 1.3\text{m} \rightarrow T(x) = -20.098 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 35.328x - 11.715 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.3\text{m} \rightarrow T(x) = 36.027 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calculer le moment max :

$$40.115 - 16.726x = 0$$

$$x = \frac{40.115}{16.726} = 2.398 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 40.115x - 16.726 \frac{x^2}{2} \Rightarrow 40.115 (2.398) - 16.726 \frac{(2.398)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 48.105 \text{ KN.m}$$

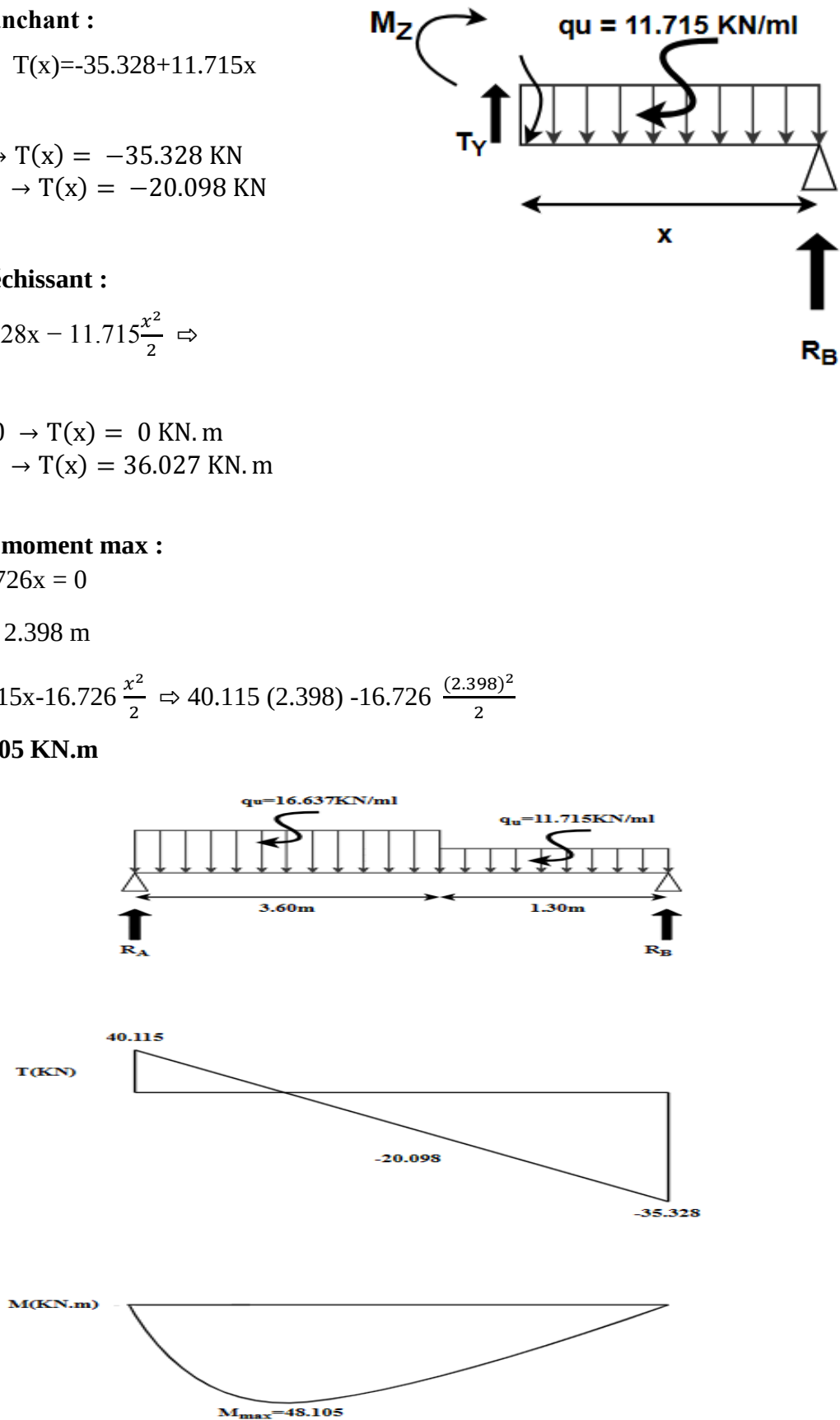


Figure.III.7 : Méthode de calcul le moment max d'escalier type 1 à l'ELU.

➤ ELS :

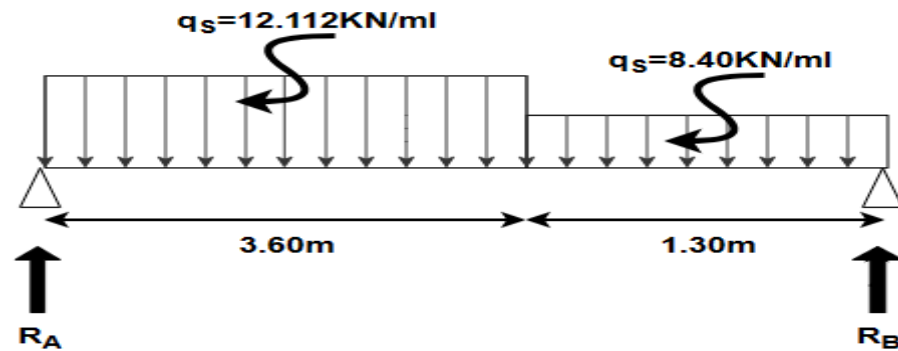


Figure III.8: Schéma statique à l'ELS.

$$\sum F_v = 0 ;$$

$$R_A + R_B = (12.112 \times 3.60) + (8.40 \times 1.30)$$

$$R_A + R_B = 54.523 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow -R_B \times 4.90 + 12.112(3.60)(1.80)$$

$$+ 8.40(1.30)(0.65 + 3.60) = 0$$

$$R_B = 25.488 \text{ KN}$$

$$R_A = 29.035 \text{ KN}$$

❖ ELS :

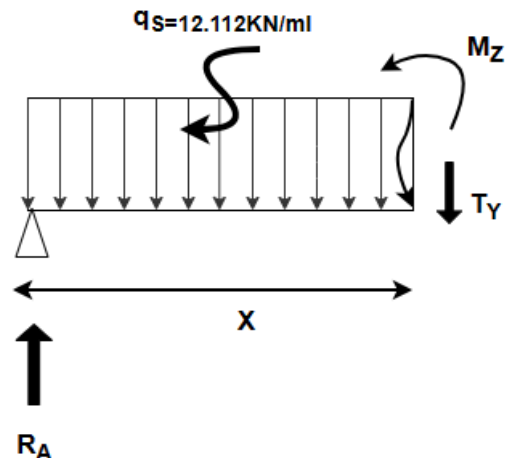
- **Tronçon I** : Pour : $0 \leq x \leq 3.60 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 29.035x - 12.112 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 3.60 \text{ m} \rightarrow T(x) = 26.040 \text{ KN} \end{cases}$$



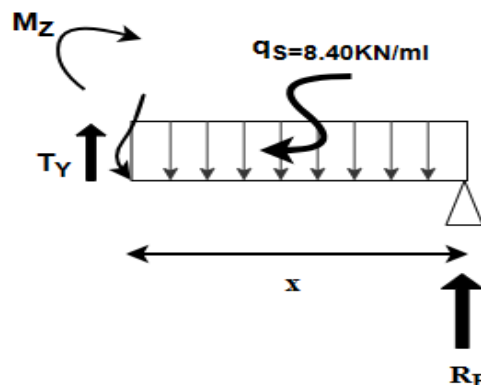
- **Tronçon II** : Pour : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 25.488x - 8.40 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 3.60 \text{ m} \rightarrow T(x) = 26.040 \text{ KN} \end{cases}$$



Calculer le moment max :

$$29.035 - 12.112x = 0$$

$$x = \frac{29.035}{12.112} = 2.397 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 29.035x - 12.112 \frac{x^2}{2} \Rightarrow 29.035 (2.397) - 12.112 \frac{(2.397)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 34.801 \text{ KN.m}$$

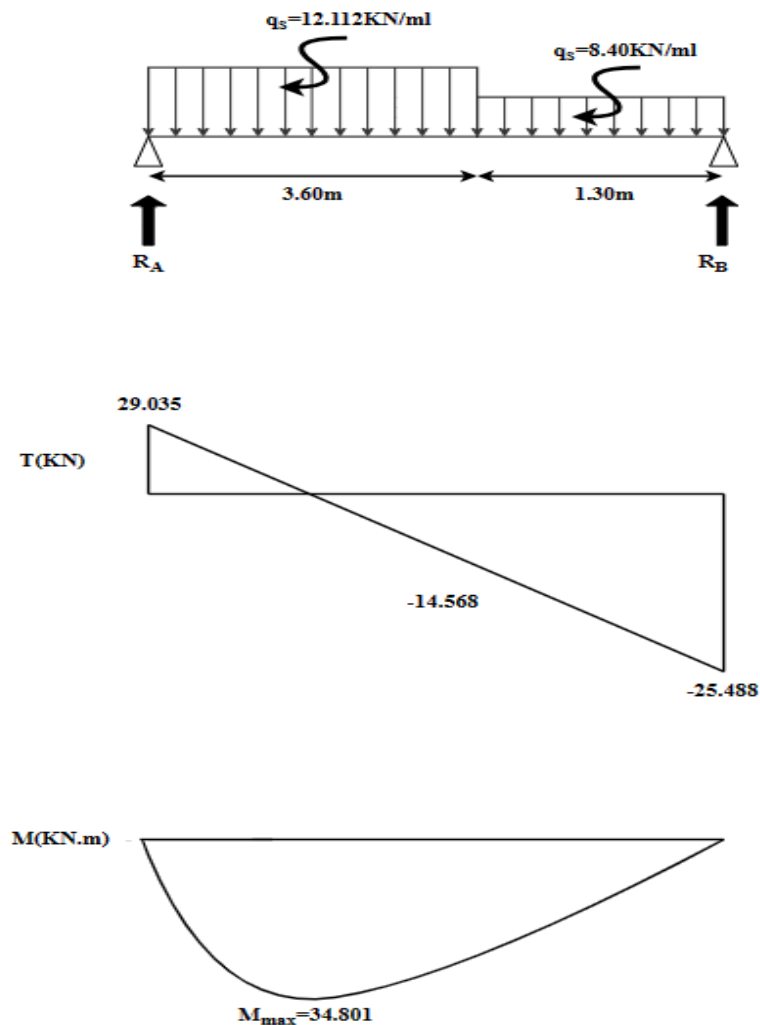


Figure.III.9 : Méthode de calcul le moment max d'escalier type 1 à l ELS.

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

- Le moment sur appuis : $M_a = (0.3, 0.5) M_0$
- Le moment sur travée : $M_t = (0.7, 0.85) M_0$

Désignation	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_a = 0.5M_o$	$M_t = 0.85M_o$	T_u (N)
ELU	48.105	24.052	40.889	40.115
ELS	34.801	17.4005	29.580	/

Tableau III. 2. Tableau récapitulatif des sollicitations type I (RDC).

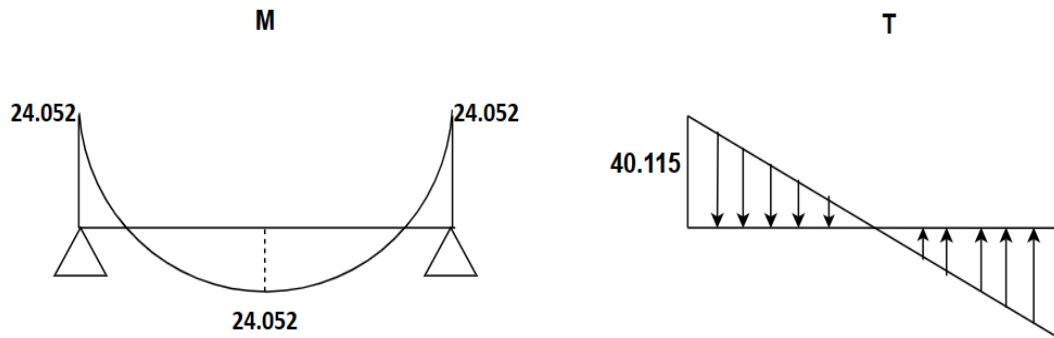


Figure III.10: Moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.U.

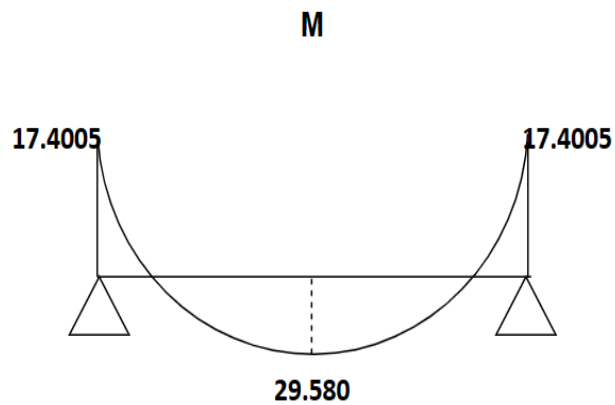


Figure III.11: Moments fléchissant à E.L.S.

e) Calcul des armatures :

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

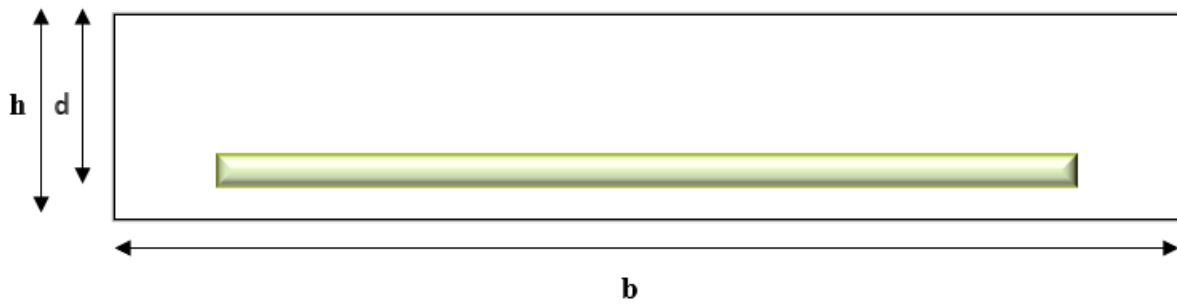


Figure.III.12 : La section équivalente de calcul d'escalier type 1.

-Épaisseur de la section : $h = 18 \text{ cm}$

-Largeur de la section : $b = 100 \text{ cm}$

-Hauteur utile : $d = 0.9h = 16.2 \text{ cm}$

➤ **ELU :**

✓ **Les armatures longitudinales :**

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

$$f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

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

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

$$\mu_l = 0.392$$

$$d = 16.2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \times 7 \Rightarrow \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

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

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

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z}$$

Désignation	Mu (KN.m)	μ	α	Z (mm)	$A_{u\text{cal}} (\text{cm}^2)$
Travée	40.889	0.109	0.114	152.629	7.698
Appuis	24.052	0.0645	0.083	156.621	4.412

Tableau III.3. Ferrailage longitudinal de L'escalier à L'ELU type I.

✓ **Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)**

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millième et la règle de condition de non Fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 16.2 \times \frac{2.1}{400} = 1.956 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.956 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{\text{ucl}} ; A_{\min})$$

Désignation	$A_{\text{ucl}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_s (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adpt}} (\text{cm}^2)$
Travée	7.698	1.956	7.698	7T12 = 7.92
Appuis	4.412	1.956	4.412	7T12=7.92

Tableau III.4: Le choix de ferrailage des armatures longitudinal à L'ELU.

✓ **L'espacement :**

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

$$s_t \leq \min (54 ; 33\text{cm})$$

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

✓ **Les armatures de répartition :**

• **En travée :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{7.92}{4}$$

$$A_r = 1.98 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 5\text{T}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

• **En appui :**

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{4.52}{4}$$

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

$$\text{On adopte : } 5\text{T}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Désignation	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adpt}} (\text{cm}^2)$
Travée	1.98	5T10 = 3.93
Appuis	1.13	5T10 = 3.93

Tableau.III.5 : les armatures de répartition.

✓ **L'espacement :**

$$s_t \leq \min (4h ; 45\text{cm})$$

$$s_t \leq \min(72 ; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

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

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU :**

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{40.115 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.247 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est peu nuisible (BAEL 91 A.5.1, 1)[3]

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

$$\overline{\tau_u} = \min(3,33\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0,247 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(CV)}.$$

Donc il n'y a pas un risque de rupture par cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **L'ELS**

✓ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

▪ **En travée :**

$$M_{\text{ser}} = 29.580 \text{ KN/ml}; \quad A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2; \quad \mu \leq \mu_l \quad A_s' = 0; n = 15$$

-La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s' - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15 ; A_s' = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 7.92 (16.2 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 12.633$$

$$y = 5.128 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} (d - y)^2 + n \times A_s' (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 5.128^3 + 15 \times 7.92 (16.2 - 5.128)^2$$

$$I = 19058.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{29.580 \times 10^6 \times 51.28}{19058.52 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 7.958 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.958 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

▪ **En appui :**

$$M_{\text{ser}} = 17.4005 \text{ KN/ml}; A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2; \mu \leq \mu_l; A_s' = 0; n = 15$$

-La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s' - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15; A_s' = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 7.92 (16.2 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 12.633$$

$$y = 5.128 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} (d - y)^2 + n \times A_s' (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 5.128^3 + 15 \times 7.92 (16.2 - 5.128)^2$$

$$I = 19058.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{17.4005 \times 10^6 \times 51.28}{19058.52 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 4.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Désignation	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	29.580	7.92	5.128	19058.52	7.958	Vérifiée
Appuis	17.4005	7.92	4.057	19058.52	4.68	Vérifiée

Tableau III. 6 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Il n'y a pas de risque de fissuration du béton en compression

✓ **Vérification de la flèche : (BAELB.6.5.1 1) : [3]**

Si les trois conditions suivantes de la flèche sont vérifiées, le calcul de la flèche ne s'imposera pas :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \Rightarrow M_t = 0.85 M_0 \Rightarrow \frac{0.18}{4.90} = 0.036 \leq \frac{0.85}{10} = 0.085 \Rightarrow (\text{CNV}).$$

$$\frac{A_{st}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{792}{1000 \times 162} = 0.0048 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \Rightarrow \text{(CV)}.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.18}{4.90} = 0.036 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{(CNV)}.$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Calculer la flèche : **BAEL 91(article B.6.5.2) [1]**

La flèche totale est :

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

- f_{gi} et f_{gv} : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- f_{ji} : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad \text{Si } L < 5 \text{ m}$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} ; \quad \text{Si } L > 5 \text{ m}$$

Dans notre cas $L = 4.90 \text{ m} < 5 \text{ m}$

Avec :

$$y = 5.128$$

$$d = 16.2 \text{ cm}$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$I = 19058.52 \text{ cm}^4$$

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

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 56198.43 \text{ cm}^4.$$

Calculer les coefficients :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = 0.0048$$

On a $b = b_0$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \end{cases}$$

$$\lambda_i = 4.375$$

$$\lambda_v = 1.75$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

➤ La flèche due (f_{gi} et f_{gv}) :

La combinaison :

$$q = G$$

- Palier : q = 5.90 KN/ml
- Pallasse : q = 9.612 KN/ml

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$q_{eq} = 8.62 \text{ KN/ml}$$

Calculer le moment à la contrainte :

$$M_s = 0.85 M_0$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$$

$$M_0 = 25.870 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 21.989 \text{ KN}$$

$$Z = d - \frac{y}{3}$$

$$Z = 13.05 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = 191.616 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = 0.364$$

Le moment d'inertie fictif : f_{gi} et f_{gv}

$$\begin{cases} I_{f_{gi}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{f_{gv}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

$$I_{f_{gi}} = 23845.042 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{gv}} = 37763.147 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10EI \times I_{fi}} \rightarrow \text{Flèche due aux charges différées.} \\ f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10EI \times I_{fv}} \rightarrow \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

$$f_{gi} = 6.883 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = 12.04 \text{ mm}$$

➤ La flèche instantanée due à (f_{ji}) :

La combinaison :

- palier : $q = 4.5 \text{ KN/ml}$
- paille : $q = 7.46 \text{ KN/ml}$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$q_{eq} = 6.67 \text{ KN/ml}$$

Calculer le moment à la contrainte :

$$M_s = 0.85M_0$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times L^2}{8}$$

$$M_0 = 20.030 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 17.025 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s (d-y)}{I}$$

$$\sigma_s = 148.359 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = 0.257$$

Le moment d'inertie fictif : f_{gi} et f_{gv}

$$I_{f_{ji}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{f_{ji}} = 29099.51 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$f_{ji} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fji}}$$

$$f_{ji} = 4.367 \text{ mm}$$

➤ La flèche due à (f_{pi}) :

La combinaison :

$$Q = G + Q$$

- Palier : $q = 5.9 + 2.5 = 8.40 \text{ KN/ml}$
- Pallasse : $q = 9.612 + 2.5 = 12.112 \text{ KN/ml}$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$q_{eq} = 11.127 \text{ KN/ml}$$

Calculer le moment à la contrainte :

$$M_s = 0.85 M_0$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$$

$$M_0 = 33.39 \text{ KN/m}$$

$$M_s = 28.385 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d - y)}{I}$$

$$\sigma_s = 247.35 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = 0.463$$

Le moment d'inertie fictif : I_{fpi}

$$I_{fpi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fpi} = 20431.571 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$f_{pi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fpi}}$$

$$f_{pi} = 8.370 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 12.04 - 6.883 + 8.370 - 4.367 \leq \bar{f} = \frac{490}{500}$$

$$\Delta f_t = 9.1 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.8 \text{ mm} \Rightarrow (\text{cv}).$$

III.3.2. Escalier type II : Volée II pour RDC et les autres volées d'étage courant.

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

f) Charges et surcharges :

- **Paillasse**

$$G_p = 9.546 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_p = 2.5 \text{ KN/ m}^2$$

- **Palier**

$$G_{pr} = 5.9 \text{ KN/ m}^2$$

$$Q_{pr} = 2.5 \text{ KN/ m}^2$$

Avec :

G_p : Charge permanente de la paillasse.

Q_p : Charge variable de la paillasse

G_{pr} : Charge permanente du palier.

Q_{pr} : Charge variable du palier.

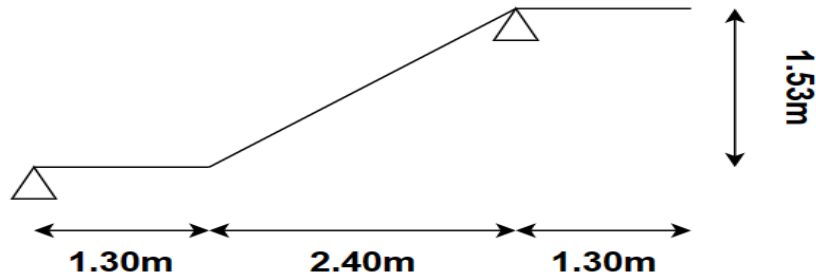
g) Schéma statique :

Figure III.13 : Schéma statique des escaliers type 2

h) Combinaison des charges :

- ELU : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
- ELS : $q_s = G + Q$

Désignation	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	ELU	ELS
Palier	5.9	2.5	11.715	8.4
Paillasse	9.546	2.5	16.637	12.046
Mur	2.81	-	5.803	4.299

Tableau III.7 : Calcul de la Combinaison des charges.

i) Calcul des réactions :

➤ E L U :

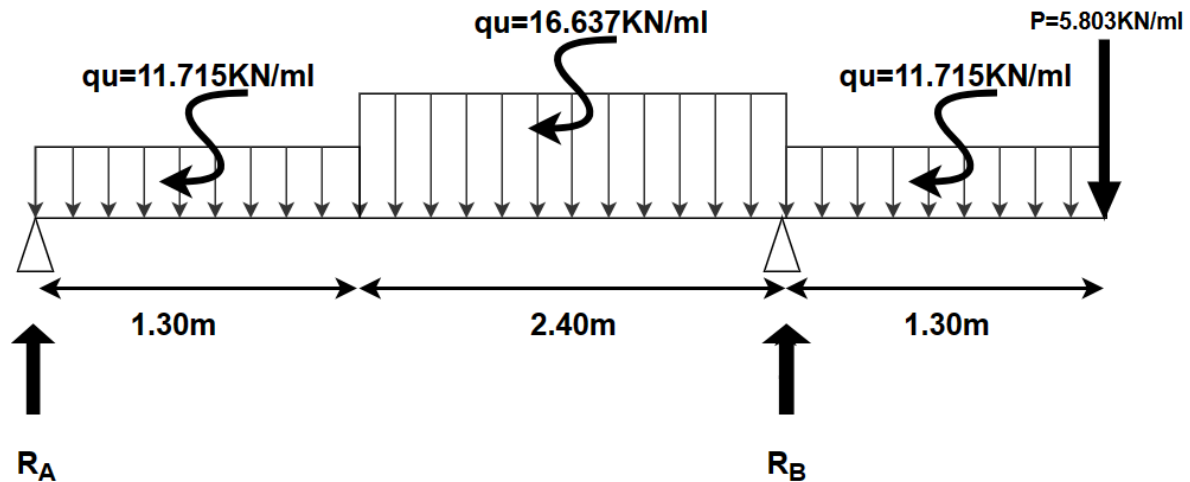


Figure III.14 : Schéma statique à l'ELU.

$$\sum F_v = 0 ; \quad R_A + R_B = (16.637 \times 2.40) + (11.715 \times 1.30) + (11.715 \times 1.30) + 5.803$$

$$R_A + R_B = 76.190 \text{ kN}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B \times 3.70 - 11.715 \times 1.30 \times (0.65) - (16.637 \times 2.40 \times 2.50) - 11.715 \times 1.30 \times (4.35) = 0$$

$$R_B = 42.208 \text{ kN}$$

$$R_A = 33.982 \text{ kN}$$

✓ Calcul des moments et efforts tranchants :

- E L U :

- **Tronçon I** : Pour : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

L'effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 ; \quad T(x) = 33.582 - 11.715x$$

Pour :

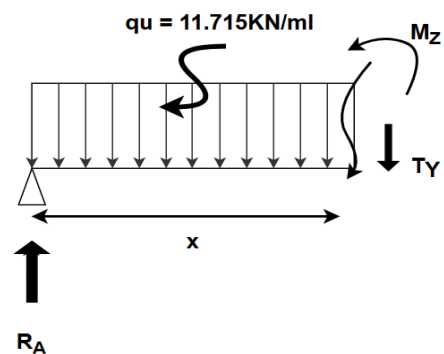
$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 33.582 \text{ kN} \\ x = 1.30 \text{ m} \rightarrow T(x) = 18.452 \text{ kN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 33.982x - 11.715 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kN.m} \\ x = 1.30 \text{ m} \rightarrow M(x) = 34.277 \text{ kN.m} \end{cases}$$



- **Tronçon II** : Pour : $1.30 \leq x \leq 3.70$ m

L'effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 ;$$

$$T(x) = -11.715 (1.30) - 16.637(x-1.30) + 33.982$$

Pour :

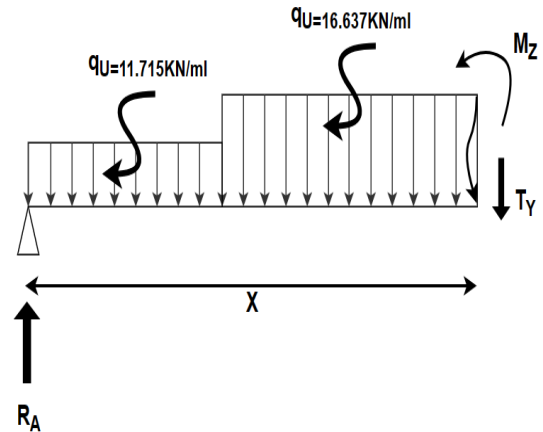
$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 18.752 \text{ KN} \\ x = 1.3\text{m} \rightarrow T(x) = -21.176 \text{ KN} \end{cases}$$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -11.715 (1.30) (x-0.65) - 16.637 \left(\frac{x-1.30}{2} \right)^2 + 33.982x \Rightarrow$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 1.30\text{m} \rightarrow M(x) = 34.277 \text{ KN.m} \\ x = 3.70\text{m} \rightarrow M(x) = -17.413 \text{ KN.m} \end{cases}$$



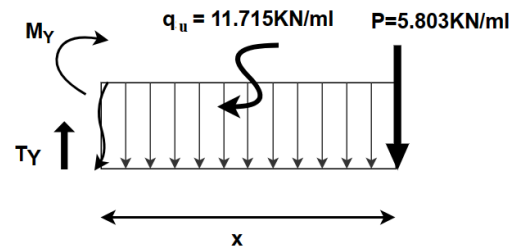
- **Tronçon III** : Pour : $0 \leq x \leq 1.30$ m

L'effort tranchant :

$$\sum F_v = 0 ; \quad T(x) = 11.715 x + 5.803$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 5.803 \text{ KN} \\ x = 1.3\text{m} \rightarrow T(x) = -21.032 \text{ KN} \end{cases}$$



Moment fléchissant :

$$M(x) = -11.715 \frac{x^2}{2} - 5.803x$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.30\text{m} \rightarrow M(x) = -17.443 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calculer le moment max :

$$-11.715 \times 1.30 - 16.637x + 16.637 \times 1.30 + 33.982 = 0$$

$$x = 2.427 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -11.715 \times 1.30 (x-0.65) - \frac{16.637}{2} (x-1.30)^2 + 33.982 = 0$$

$$M_{\max} = 44.845 \text{ KN.m}$$

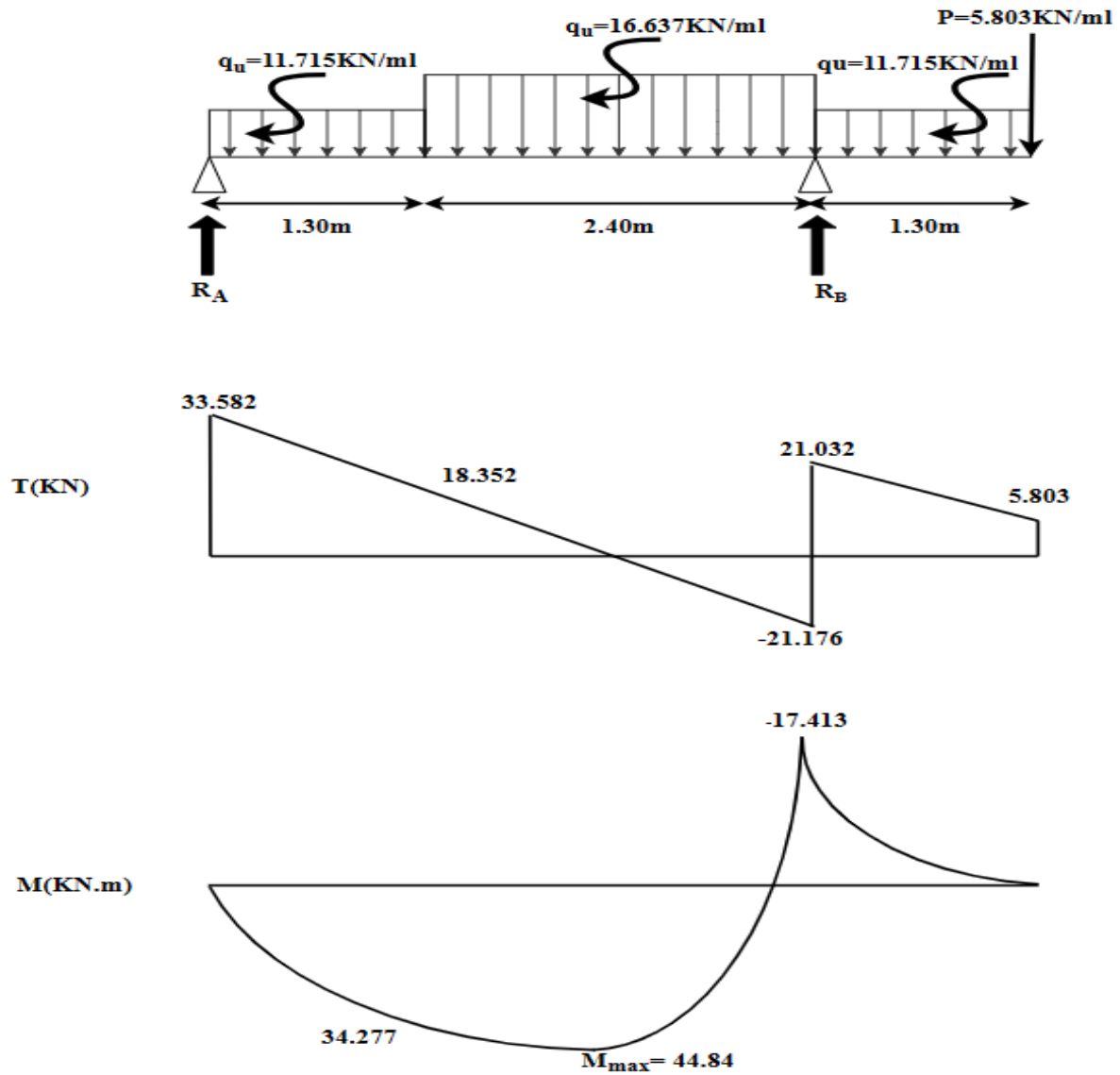


Figure.III.15 : Méthode de calcul du moment max d'escalier type 2 à l'ELU.

➤ ELS :

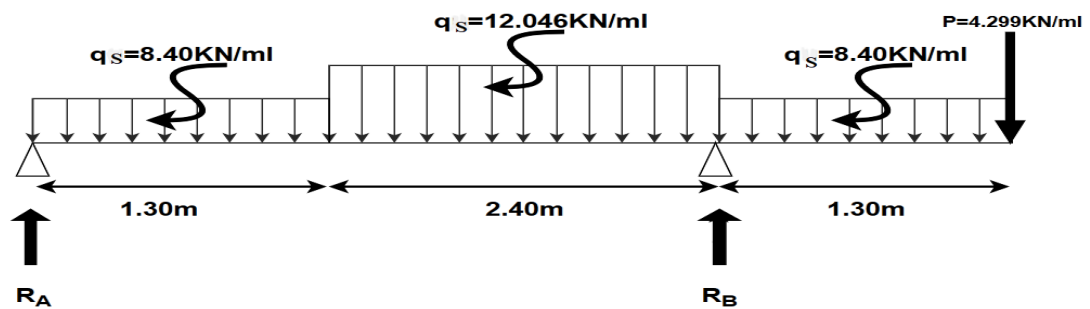


Figure III.16: Schéma statique à l'ELS.

$$\sum F_v = 0 ;$$

$$R_A + R_B = (8.40 \times 1.30) + (12.046 \times 2.30) + (8.40 \times 1.30) + 4.299$$

$$R_A + R_B = 55.045$$

$$\sum M_A = 0 \rightarrow R_B \times 3.70 + 12.046(2.40)(2.50) - 8.40(1.30)(4.35) - 8.40(1.30)(0.65) = 0$$

$$R_B = 34.290$$

$$R_A = 20.759 \text{ KN}$$

❖ ELS :

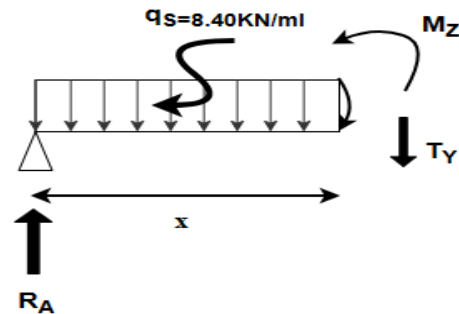
- **Tronçon I :** Pour : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 20.759x - 8.40 \frac{x^2}{2} \Rightarrow$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.30 \text{ m} \rightarrow T(x) = 19.887 \text{ KN} \end{cases}$$



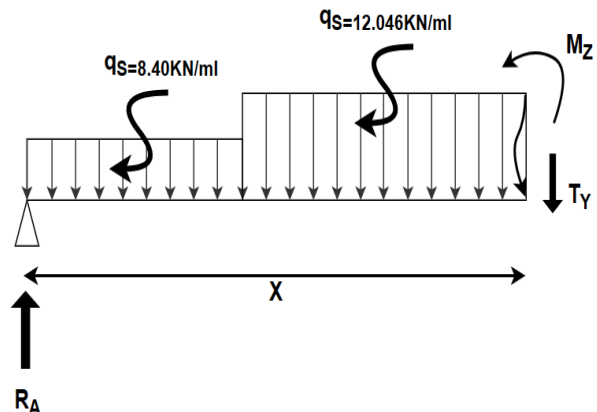
- **Tronçon II :** Pour : $1.30 \leq x \leq 3.70 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M(x) = 20.759x - 8.40 \times 1.30 \times (x - 0.65) - 12.046 \frac{(x - 1.30)^2}{2} \Rightarrow$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 1.30 \text{ m} \rightarrow T(x) = 19.88 \text{ KN.m} \\ x = 3.70 \text{ m} \rightarrow T(x) = -12.686 \text{ KN} \end{cases}$$



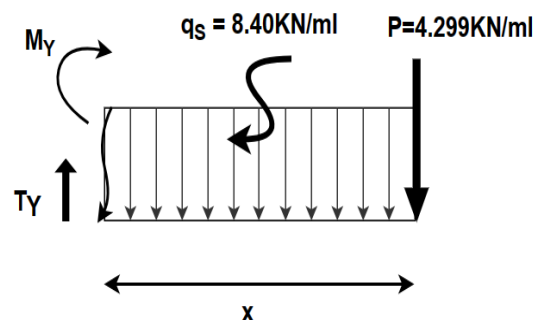
- **Tronçon III :** Pour : $0 \leq x \leq 1.30 \text{ m}$

Moment fléchissant :

$$M(x) = -8.40 \frac{x^2}{2} - 4.299x \Rightarrow$$

Pour :

$$\begin{cases} x = 0 \rightarrow T(x) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1.30 \text{ m} \rightarrow T(x) = -12.686 \text{ KN} \end{cases}$$



Calculer le moment max :

$$-8.40 \times 1.30 - 12.046x + 15.659 + 20.759 = 0$$

$$x = 2.116 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 20.759x - 8.40 \times 1.30 \times (x - 0.65) - 12.046 \frac{(x - 1.30)^2}{2} \Rightarrow$$

$$M_{\max} = 23.906 \text{ KN.m}$$

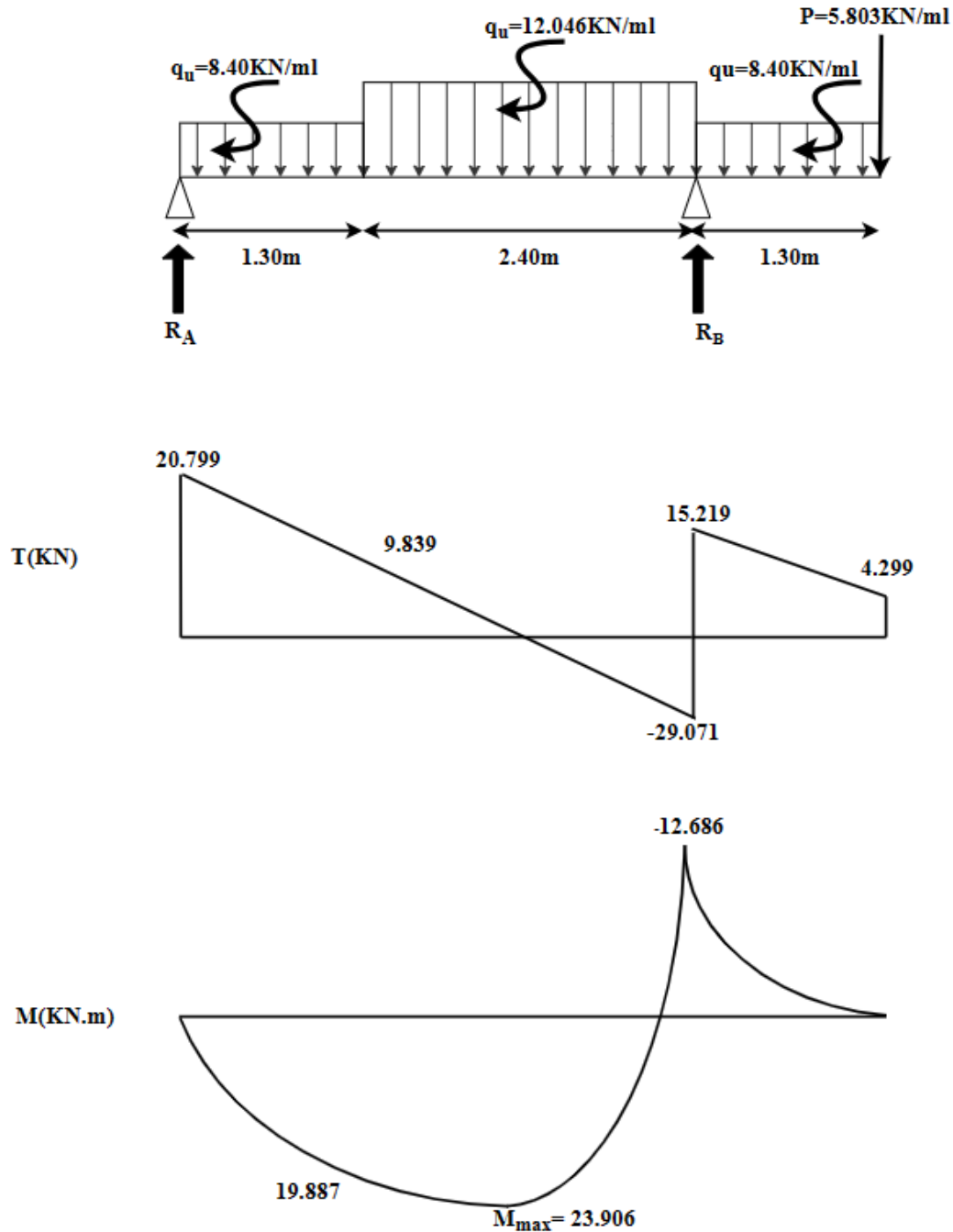


Figure.III.17 : Méthode de calcul du moment max d'escalier type 1 à l ELS.

On prend la valeur maximale de moment et d'effort tranchant

- Le moment sur appuis : $M_a = (0.3, 0.5) M_0$
- Le moment sur travée : $M_t = (0.7, 0.85) M_0$

Désignation	$M_{\max}$ (KN.m)	$M_a = 0.5M_o$	$M_t = 0.85M_o$	T_u (N)
ELU	44.845	22.42	38.11	33.582
ELS	23.906	11.953	20.320	/

Tableau III.8 : Tableau récapitulatif des sollicitations type I (RDC).

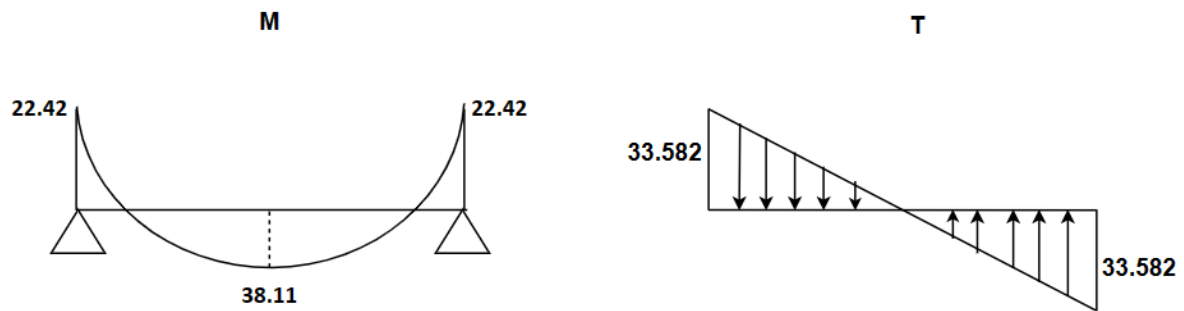


Figure III.18 : Moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.U.

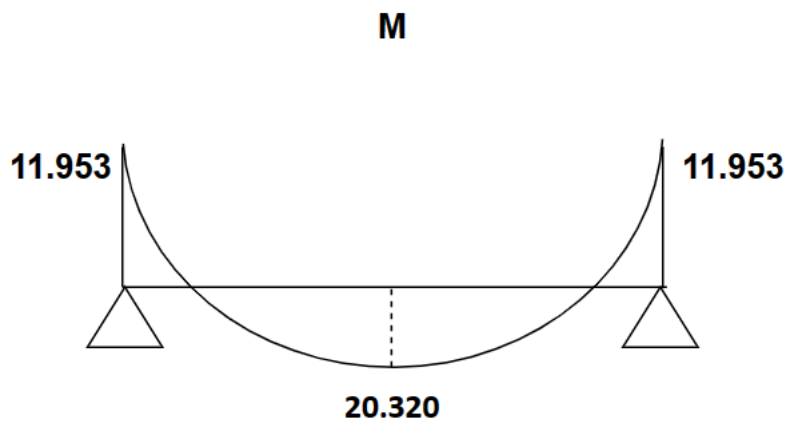


Figure III.19 : Moments fléchissant à E.L.S.

j) Calcul des armatures :

Le ferrailage sera déterminé par une bande de 1m de longueur soumise à la flexion simple.

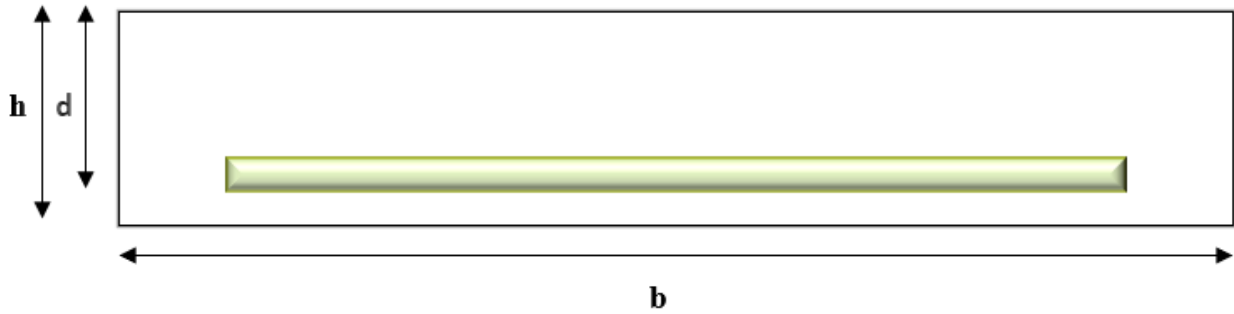


Figure III.20 : La section équivalente de calcul d'escalier type 2.

- Epaisseur de la section : $h = 18 \text{ cm}$
- Largeur de la section : $b = 100 \text{ cm}$
- Hauteur utile : $d = 0.9h = 16.2 \text{ cm}$

➤ **ELU :**

✓ **Les armatures longitudinales :**

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.16 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} ; \mu_l = 0.392 ; d = 16.2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \Rightarrow \mu < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

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

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

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z}$$

Désignation	Mu (KN.m)	μ	α	Z (mm)	$A_{u\text{cal}} (\text{cm}^2)$
Travée	38.11	0.102	0.134	153.31	7.14
Appuis	22.42	0.060	0.077	157.01	4.103

Tableau: III.9. Ferrailage longitudinal de L'escalier à L'ELU type I.

✓ **Condition de non fragilité : (BAEL A.4.2.1)**

Le ferrailage minimal imposé par la règle de millièmes et la règle de condition de non fragilité:

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 16.2 \times \frac{2.1}{400} = 1.956 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.956 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_{u\text{cal}}; A_{\min})$$

Désignation	$A_{\text{ucal}} (cm^2)$	$A_{\text{min}} (cm^2)$	$A_s (cm^2)$	$A_{\text{adpt}} (cm^2)$
Travée	7.14	1.956	7.14	7T12 = 7.92
Appuis	4.103	1.956	4.103	7T12=7.92

Tableau III.10: Le choix de ferrailage des armatures longitudinal à L'ELU.

✓ L'espacement :

Armature longitudinale

$$s_t \leq \min(3h ; 33cm)$$

$$s_t \leq \min(54 ; 33cm) = 33 \text{ cm}$$

$$s_t = 15$$

✓ Les armatures de répartition :

• En travée :

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{7.70}{4}$$

$$A_r = 1.925 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T10 = 3.93 cm²

• En appui :

$$A_r = \frac{A_{\text{adpt}}}{4} = \frac{4.71}{4}$$

$$A_r = 1.177 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5T10 = 3.93 cm²

Désignation	$A_t (cm^2)$	$A_{\text{adpt}} (cm^2)$
Travée	1.925	5T10 = 3.93
Appuis	1.177	5T10 = 3.93

Tableau.III.11 : les armatures de répartition.

✓ L'espacement :

$$s_t \leq \min(4h ; 45cm)$$

$$s_t \leq \min(72;45cm) = 45cm$$

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

✓ Vérification de la contrainte de cisaillement à ELU :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{33.528 \times 10^3}{1000 \times 162} = 0.207 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, la fissuration est peu nuisible (BAEL 91 A.5.1, 1)[3]

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

$$\overline{\tau_u} = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow 0,207 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(CV)}.$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ L'ELS

✓ Vérification des contraintes à l'ELS :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimé.

I : Moment d'inertie.

▪ En travée :

$$M_{\text{ser}} = 20.320 \text{ KN/ml}; \quad A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2; \quad \mu \leq \mu_l \quad A_s' = 0; \quad n = 15$$

-La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s' - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

$$\text{Avec : } n = 15; \quad A_s' = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 7.92 (16.2 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 12.633$$

$$y = 5.128 \text{ cm}$$

• Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} (d - y)^2 + n \times A_s' (d - y) = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 5.128^3 + 15 \times 7.92 (16.2 - 5.128)^2$$

$$I = 19058.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{20.320 \times 10^6 \times 51.28}{19058.52 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 5.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.46 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

▪ En appui :

$$M_{\text{ser}} = 11.953 \text{ KN/ml}; \quad A_{st} = 7.92 \text{ cm}^2; \quad \mu \leq \mu_l; \quad A_s' = 0; \quad n = 15$$

-La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b \times y^2 + n \times (y - c) \times A_s' - n \times A_{st} (d - y) = 0$$

Avec : $n = 15$; $A_s' = 0$

$$\frac{1}{2} \times 100 y^2 - 15 \times 7.92 (16.2 - y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 12.633$$

$$y = 5.128 \text{ cm}$$

• **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{1}{3} b \times y^3 + n \times A_{st} (d - y)^2 + n \times A_s' (d - y)^2 = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 5.128^3 + 15 \times 7.92 (16.2 - 5.128)^2$$

$$I = 19058.52 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} = \frac{11.953 \times 10^6 \times 51.28}{19058.52 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 3.216 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.216 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Désignation	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	20.320	7.92	5.128	19058.52	5.46	Vérifiée
Appuis	11.953	7.92	5.128	19058.52	3.216	Vérifiée

Tableau III. 12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Il n'y a pas de risque de fissuration du béton en compression

✓ **Vérification de la flèche : (BAELB.6.5.1 1) : [3]**

La flèche totale est :

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

- **f_{gi}** et **f_{gv}** : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- **f_{ji}** : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- **f_{pi}** : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad \text{Si } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} ; \text{ Si } L > 5m$$

Dans notre cas : $L = 4.90$, $m < 5m$

Avec :

$$y = 5.07 ; d = 16.2\text{cm} ; A_s = 7.92 \text{ cm}^2 ; h = 18\text{cm} ; b = 100 \text{ cm} ; I = 19058.52 \text{ cm}^4 ; f_{t28} = 2.1\text{MPa} ;$$

Le moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 54226.5 \text{ cm}^4.$$

Calculer les coefficients :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = 0.0048$$

On a $b = b_0$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \end{cases}$$

$$\lambda_i = 4.468$$

$$\lambda_v = 1.787$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

➤ **La flèche due (f_{gi} et f_{gv}) :**

La combinaison :

$$q = G$$

- palier : $q = 5.90 \text{ KN/ml}$
- pallasse : $q = 9.546 \text{ KN/ml}$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 L_1 + q_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$q_{eq} = 8.624 \text{ KN/ml}$$

Calculer le moment à la contrainte :

$$M_S = 0.85M_0$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$$

$$M_0 = 14.14 \text{ KN.m}$$

$$M_S = 12.020 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s (d-y)}{I}$$

$$\sigma_s = 107.58 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = 0.135$$

Le Moment d'inertie fictif : I_{gi} et I_{gv}

$$\begin{cases} I_{gi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{gv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

$$I_{gi} = 37206.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{gv} = 48055.50 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} \rightarrow \text{Flèche due aux charges différées.} \\ f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fv}} \rightarrow \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

$$f_{gi} = 1.37 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = 3.153 \text{ mm}$$

➤ La flèche instantanée due à (f_{ji}) :

La combinaison :

- Palier : $q=4.5 \text{ KN/ml}$
- Palliasse : $q= 7.46 \text{ KN/ml}$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 L_2 + q_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$q_{eq} = 6.381 \text{ KN/ml}$$

Calculer le moment à la contrainte :

$$M_S = 0.85M_0$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$$

$$M_0 = 10.91 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9.281 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s (d-y)}{I}$$

$$\sigma_s = 83.072 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = 0.022$$

Le moment d'inertie fictif : f_{gi} et f_{gv}

$$I_{fji} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fji} = 54310.63 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$f_{ji} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fji}}$$

$$f_{ji} = 0.727 \text{ mm}$$

➤ La flèche due à (f_{pi}) :

La combinaison :

$$q = G + Q$$

- palier : $q = 5.9 + 2.5 = 8.40 \text{ KN/ml}$
- paille : $q = 9.546 + 2.5 = 12.046 \text{ KN/ml}$

La charge équivalente :

$$q_{eq} = \frac{q_1 L_2 + q_2 L_1}{L_1 + L_2}$$

$$q_{eq} = 10.764 \text{ KN/ml}$$

Calculer le moment à la contrainte :

$$M_s = 0.85M_0$$

$$M_0 = \frac{q_{eq} \times l^2}{8}$$

$$M_0 = 33.39 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 28.385 \text{ KN}$$

$$\sigma_s = \frac{15M_s (d-y)}{I}$$

$$\sigma_s = 247.35 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mu = 0.463$$

Le moment d'inertie fictif : I_{fpi}

$$I_{fpi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu}$$

$$I_{fpi} = 20431.571 \text{ cm}^4$$

La flèche :

$$f_{pi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fpi}}$$

$$f_{pi} = 8.370 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 12.04 - 6.883 + 8.370 - 4.367 \leq \bar{f} = \frac{490}{500}$$

$$\Delta f_t = 9.1 \text{ mm} \leq \bar{f} = 9.8 \text{ mm} \Rightarrow (\text{cv}).$$

III.3.3. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est la poutre qui supporte la paillasse d'escalier.

a) Pré dimensionnement :

La longueur de plus grande portée est égale à $L = 3.20 \text{ m}$

D'après la condition de flèche définit par le **BAEL91 [3]** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 21.33 \leq h \leq 32 \Rightarrow h = 35 \text{ cm}$$

$$0.3 \times 35 < b < 0.6 \times 35 \Rightarrow 10.5 < b < 21$$

On prend **b = 30 cm**.

Exigences du **RPA99/2003** :

$$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 35 \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 > 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow 1.16 < 4 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc on adopte **b × h = (30 cm × 35 cm)**

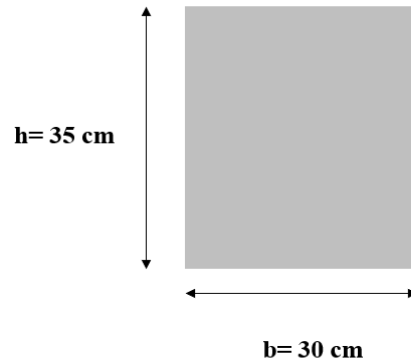


Figure III.21 : Les dimensions de la poutre palière

Calcul à la flexion simple.

- **Poids propre de la poutre**

$$G_{pp} = 0,3 \times 0,35 \times 25 = 2,625 \text{ KN/m.}$$

- **Poids propre du mur**

$$P_m = 2.81 \times 2.21 = 6.210 \text{ KN/m.}$$

- **La charge transmise par l'escalier:**

$$\text{ELU: } R_A^u = 40.115 \text{ KN}$$

$$\text{ELS: } R_A^s = 29.035 \text{ KN}$$

➤ **ELU :**

$$q_u = 1.35 (G_{pp} + P_m) + R_A^u = 1.35 (2.625 + 6.210) + 40.115$$

$$q_u = 52.042 \text{ KN/m}$$

$$M_u^t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{52.042 \times 3.20^2}{24}$$

$$M_u^t = 22.204 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = \frac{q_u \times l^2}{12} = \frac{52.042 \times 3.20^2}{12}$$

$$M_u^a = 44.409 \text{ KN.m}$$

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{52.042 \times 3.20}{2}$$

$$T_u = 83.267 \text{ KN}$$

➤ **ELS:**

$$q_s = (G_{pp} + G_m) + R_A^s = (2.625 + 6.210) + 29.035$$

$$q_s = 37.87 \text{ KN/m}$$

$$M_s^t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{37.87 \times 3.20^2}{24}$$

$$M_s^t = 16.157 \text{ KN.m}$$

$$M_s^a = \frac{q_s \times l^2}{12} = \frac{37.87 \times 3.20^2}{12}$$

$$M_s^a = 32.315 \text{ KN.m}$$

b) Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

- Epaisseur de la section : $h = 35 \text{ cm}$.
- Largeur de la section : $b = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur utile : $d = 0.9h = 31.5 \text{ cm}$

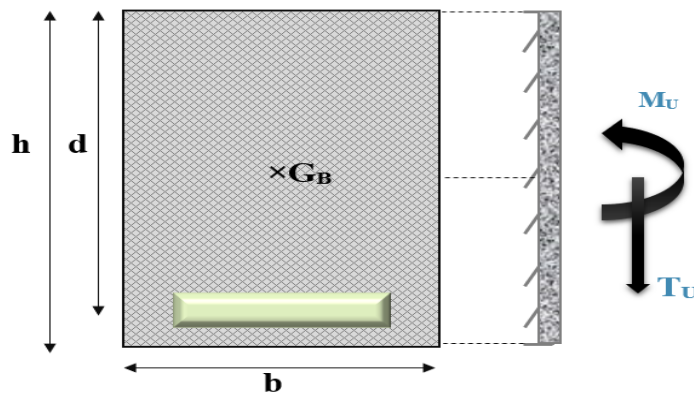


Figure III.22 : Présentation de la section d'armature à la flexion simple

➤ **ELU :**

- **En travée :**

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u^t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{22.204 \times 10^6}{14.17 \times 300 \times 315^2} = 0.024$$

$$\mu = 0.052 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\mu = 0.052 < \mu_l = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052})$$

$$\alpha = 0.066$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 315 (1 - 0.4 \times 0.066)$$

$$Z = 306.684 \text{ mm}$$

$$A_u^t = \frac{M_u^t}{\sigma_s \times Z} = \frac{22.204 \times 10^6}{347.82 \times 306.684}$$

$$A_u^t = 2.081 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1] [3]**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_u^t; A_{\min}) = \max (2.081; 1.14)$$

$$\text{Alors : } A_s = 2.081 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } \mathbf{6T12 = 6.79 \text{ cm}^2}$$

- **En appui :**

-Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u^a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{44.409 \times 10^6}{14.17 \times 300 \times 350^2} = 0.085$$

$$\mu = 0.085 < \mu_{\lim} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$)

$$\mu = 0.085 < \mu_l = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.085})$$

$$\alpha = 0.111$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 315 (1 - 0.4 \times 0.111)$$

$$Z = 301.014 \text{ mm}$$

$$A_u^a = \frac{M_u^a}{\sigma_s \times Z} = \frac{44.405 \times 10^6}{348 \times 301.014}$$

$$A_u^a = 4.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1][3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_u^a; A_{\min}) = \max (4.24; 1.14)$$

$$\text{Alors : } A_s = 4.24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } \mathbf{6T12 = 6.79 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 1.14 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopt}} = 6.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

	M (KN/m)	b (cm)	a (cm)	μ_{bu}	α_u	Z (mm)	A _{cal} (cm)	A _{min}	A _{adop}
Travée	22.205	30	31.5	0.052	0.066	306.684	2.081	1.14	6.79=6T12
Appui	44.209	30	31.5	0.085	0.111	301.014	4.24	1.14	6.79=6T12

Tableau III.13 : Ferrailage de la poutre palière a l'ELU

➤ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{83.267 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.881 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.881 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(CV)}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **L'espacement s_t : [BAEL91] [3]**

Dans les zones nodales :

$$s_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi L \right) = \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.4 \right) = \min (8.75 ; 16.08 \text{ cm}) = 8.75 \text{ cm}$$

On adopte : $s_t = 10 \text{ cm}$

En dehors de la zone nodale :

$$s_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \frac{35}{2} = 17 \text{ cm}$$

On adopte : $s_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Armature transversale :**

Suivant l'article **A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 [3]** :

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times s_t}{f_e}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times 300 \times 150}{400}$$

$$A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times s_t \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.9 f_e}$$

$$A_t \geq \frac{300 \times 150 \times (0.88 - 0.3 \times 2.1)}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.312 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.312 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1] [3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 300 \times 280 \times \frac{2.1}{400} = 101.43 \text{ mm}^2$$

$$A_{\min} \geq 1.01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_s^a; A_{\min}) = \max (1.24 ; 1.01)$$

$$\text{Alors : } A_s = 1.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

Y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

I : Moment d'inertie.

- **En travée :**

$$M_s = 16.157 \text{ KN.m}; A_s = 6.79 \text{ cm}^2; A_{sc} = 0; n = 15$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 - n A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times 6.79 \times (31.5 - y) = 0 ;$$

$$Y = 11.61 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (11.61)^3 + 15 \times 6.79 (31.5 - 11.61)^2$$

$$I = 56023.469 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{16.157 \times 10^6 \times 116.1}{56023.469 \times 10^4} = 3.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MP} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas de risque de fissuration du béton en compression.

- **En appui :**

$$M_s = 32.315 \text{ KN.m}; A_s = 6.79 \text{ cm}^2; A_{sc} = 0; n = 15$$

La position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 - n A_s (d - y) = 0$$

$$\frac{1}{2} \times 30 \times y^2 - 15 \times 6.79 (31.5 - y) = 0 ;$$

$$Y = 11.61 \text{ cm}$$

Le moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_s (d - y)^2$$

$$I = \frac{1}{3} \times 30 \times (11.61)^3 + 15 \times 6.79 (31.5 - 11.61)^2 = 0$$

$$I = 56023.469 \text{ cm}^4$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = \frac{32.315 \times 10^6 \times 116.1}{56023.469 \times 10^4} = 6.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas risque de fissuration du béton en compression.

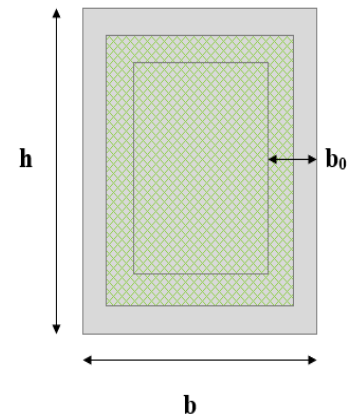
Désignation	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc}
Travée	16.157	6.79	11.61	56023.469	3.34	Vérifiée
Appuis	32.315	6.79	11.61	56023.469	6.69	Vérifiée

Tableau III. 14 : Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ La vérification de la flèche:

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées [BAEL.91 \[2\]](#):

Avec : h = 35cm ; b = 30 cm ; d = 28 cm ; L = 320cm ; As = 6.79 cm²



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.35}{3.20} = 0.109 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{As}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 31.5} = 0.002 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow M_t = 0.85M_0 \Rightarrow \frac{0.35}{320} = 0.109 \geq \frac{0.85}{10} = 0.085 \dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

c) Etude de la poutre palière à la torsion :

Moment de torsion :

La poutre palière est soumise à un moment de torsion uniformément repart sur sa longueur, c'est le moment sur appui de l'escalier.

$$M_{tor} = \frac{M_a \times L}{2}; \quad M_a = 0.3M_0$$

Avec : M_a : moment d'appui de la paillasse et du palier sur la poutre palière.

$$M_a = 0.3 \times 48.105$$

$$M_a = 14.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Alors : } M_{tor} = \frac{14.43 \times 3.2}{2} \Rightarrow M_{tor} = 23.08$$

$$\text{KN.m}$$

Contrainte de cisaillement en torsion

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

Avec :

e : épaisseur de la section creuse.

$$e = \frac{b}{6} \Rightarrow e = \frac{30}{6} \Rightarrow e = 5 \text{ cm}$$

Ω : Air du contour tracé à mi-hauteur.

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5) \times (35 - 5) \Rightarrow \Omega = 750 \text{ cm}^2$$

U = périmètre de la section

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (35 - 5)] \Rightarrow U = 100$$

$$\tau_{u \text{ tor}} = \frac{23.08 \times 10^6}{2 \times 750 \times 10^2 \times 50} = 3.07 \text{ MPa}$$

- **Ferraillage longitudinal :**

$$A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{23.08 \times 10^6 \times 1000 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^2 \times 400} = 486.60 \text{ mm}^2 = 4.86 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage transversale :**

$$A_t^{\text{tor}} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{23.08 \times 10^6 \times 150}{2 \times 750 \times 10^2 \times 400} = 57.7 \text{ mm}^2 = 0.577 \text{ cm}^2$$

Ferraillage global :

Comme la flexion simple et la torsion, sollicitent concomitamment la poutre palière, on doit superposer les deux ferraillages de flexion et de tors

- **Ferraillage longitudinal :**

- **En travée :**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{FS}} + \frac{A_t^{\text{tor}}}{2} = 2.081 + \frac{6.79}{2}$$

$$A_t^{\text{tot}} = 5.47 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7T10 = 5.50 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{FS}} + \frac{A_t^{\text{tor}}}{2} = 4.24 + \frac{6.79}{2} \Rightarrow A_t^{\text{tot}} = 7.63 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7T12 = 7.92 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage transversal :**

$$A_t^{\text{tot}} = A_t^{\text{FS}} + A_t^{\text{tor}} = 0.45 + 0.075$$

$$A_t^{\text{tot}} = 0.525 \text{ cm}^2 \Rightarrow 1 \text{ cadre } \emptyset_{10} + 1 \text{ étrier } \emptyset_{10} = 1.57 \text{ cm}^2$$

d) La Vérification au ferraillage minimal (Torsion-flexion) :

- **Armatures longitudinales :**

Selon l'article [A.7.2.2 du BAEL \[3\]](#) on doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_s f_e}{b_0 \times U} > 0.4 \text{ MPa.}$$

-En travée :

$$\frac{679 \times 400}{50 \times 1100} = 4.94 > 0.4 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{CV.}$$

-En appuis :

$$\frac{679 \times 400}{50 \times 1100} = 4.94 > 0.4 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{CV.}$$

- **Armatures transversales :**

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \times U} > 0.4 \text{ MPa.}$$

$$\frac{157 \times 400}{50 \times 150} = 8.37 \text{ MPa} > 0.4 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{CV.}$$

On doit vérifier aussi la condition du [RPA 99/V2003](#) :

$$A_t \geq 0.003 S_t b$$

$$A_t = 1.57 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{CV.}$$

III.3.4. Schéma de ferraillage :

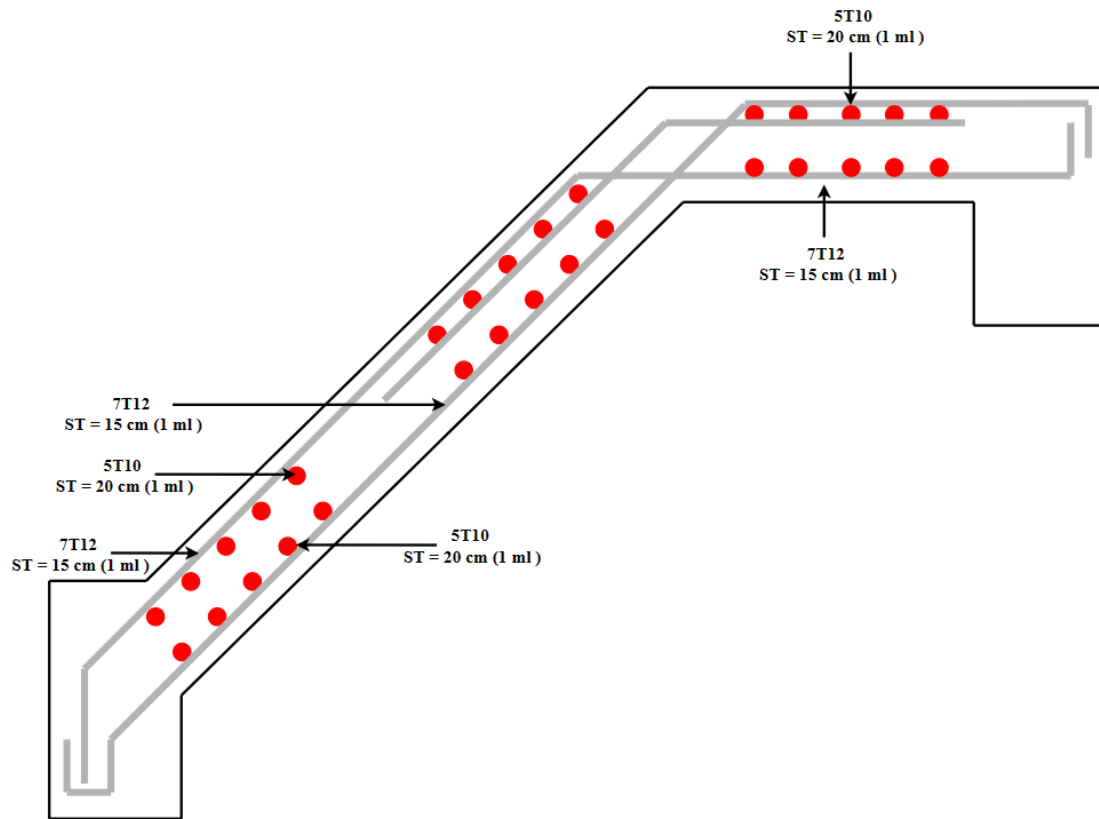


Figure III.23 : Schéma de ferrailage d'escalier type 1.

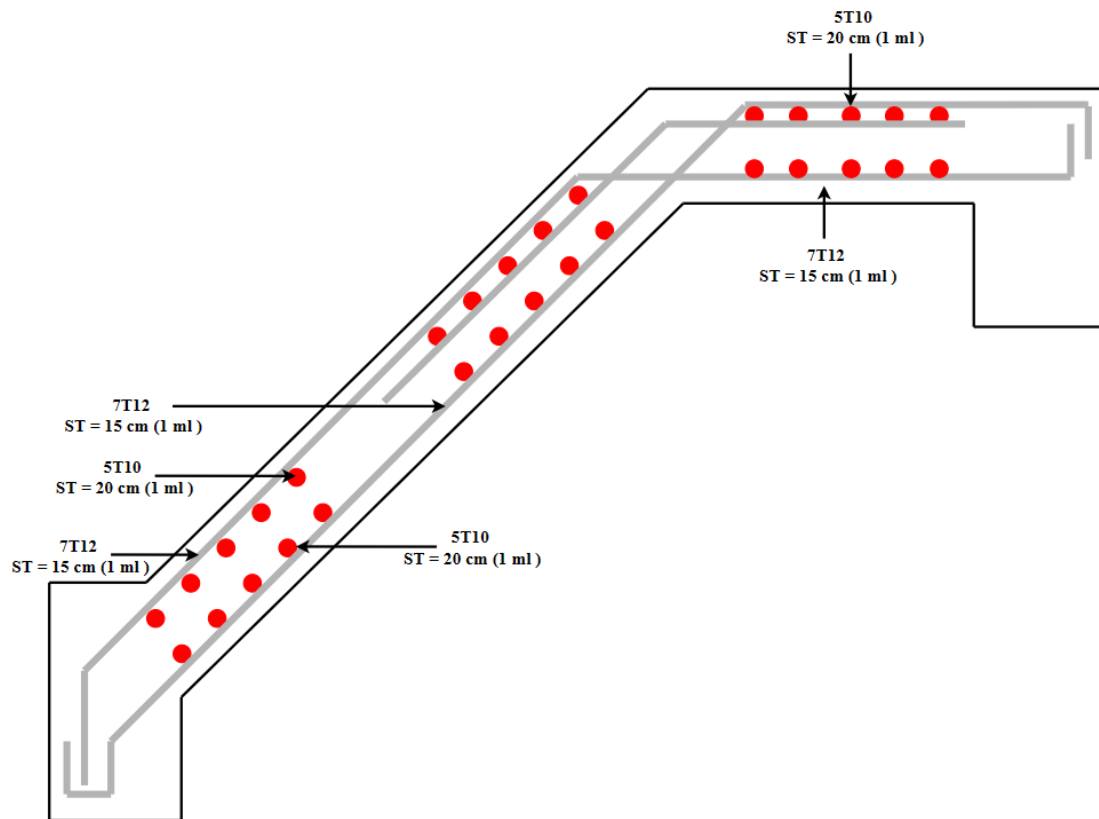


Figure III.24 : Schéma de ferrailage d'escalier type 2.

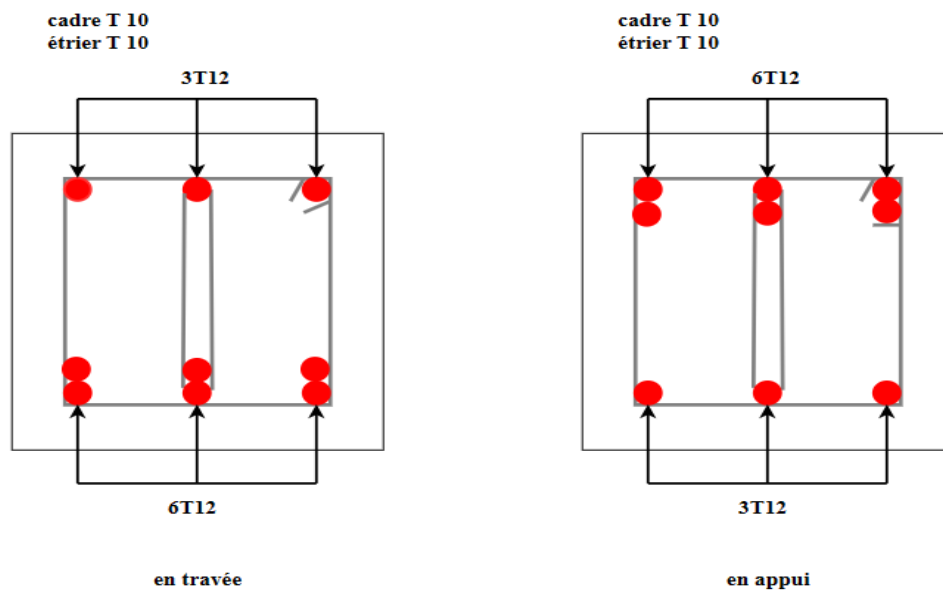


Figure III.25 : Schéma de ferrailage de poutre palière

III.4. Les planchers :

III.4.1. Généralité :

Un plancher d'habitation est une aire généralement plane (horizontale) séparant deux niveaux, destinée à limiter les revêtements de sol, il peut être exécuté en bois, acier ou en béton armé. Le plancher assure les fonctions principales suivantes :

- Fonction de résistance mécanique où il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- Fonction d'isolation thermique et phonique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond ou revêtement de sol approprié.
- Transmet les charges verticales aux éléments porteurs et repartit les charges horizontales au système de contreventement qui assure la compatibilité des déplacements horizontaux (plancher infiniment rigide).

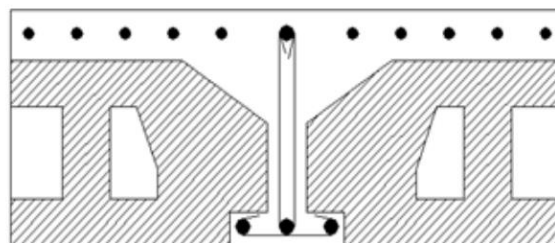


Figure III.26 : Plancher à corps creux

Le choix du plancher à corps creux est favorable pour les bâtiments à usage d'habitation car il répond aux conditions suivantes :

- Facilité et rapidité d'exécution.

- Plus légère que la dalle pleine.
- Economie.
- Sur le plan sécuritaire, il offre une bonne résistance au feu.

Les planchers de notre structure sont en corps creux ils sont composés de :

- Dalle de compression
- Poutrelles
- Hourdis

III.4.2. Evaluation des charges appliquées à chaque nervure :

a) Plancher terrasse : (terrasse inaccessible) :

$$G_{\text{terrasse}} = 6.480 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 6.480 \times 0.65 = 4114.5 \text{ KN/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1 \times 0.65 = 0.650 \text{ KN/ml.}$$

b) Plancher étage courant :

$$G_{\text{étage courant}} = 5.380 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \text{ N/m}^2.$$

$$g = G \cdot 0.65 = 5.38 \times 0.65 = 3.497 \text{ KN/ml.}$$

$$q = Q \cdot 0.65 = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml.}$$

III.4.3. Les combinaisons d'action :

- ✓ E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$
- ✓ E.L.S : $P_{\text{ser}} = g + q$

Désignation	Terrasse inaccessible	Étage courant
ELU	6.661	6.183
ELS	4.862	4.997

Tableau.III.15 : Les combinaisons d'action.

III.4.4. Type et Position des poutrelles :

a) Position des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments en béton armé, disposées parallèlement les unes par rapport aux autres, dans le sens de la petite portée et distancées par le largeur d'un corps creux (hourdis).

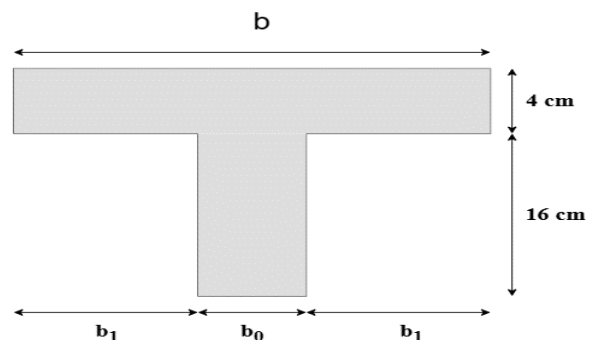


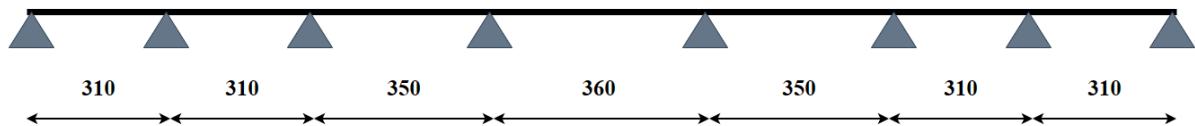
Figure III.27 : Coupe d'une poutrelle.

b) Différents types de poutrelles :

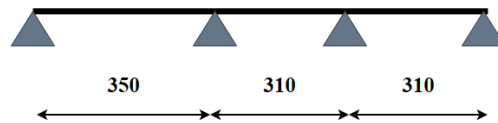
Dans le cas de notre projet on plusieurs types de poutrelles a étudiées :

➤ **Plancher étage courant** : on a trois types de poutrelles :

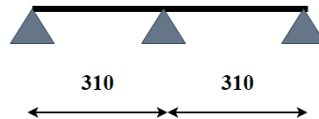
Type 1 : poutrelle sur 8 appuis a 7 travées :



Type 2 : poutrelle sur 4 appuis a 3 travées :

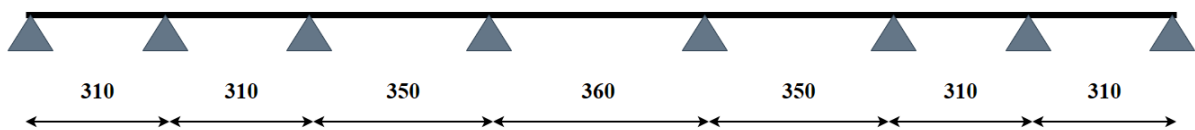


Type 3 : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :

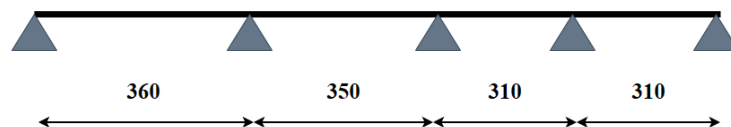


➤ **Plancher terrasse inaccessible** : on a deux types de poutrelles :

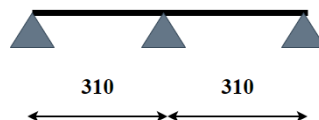
Type 1 : poutrelle sur 8 appuis a 7 travées :



Type 2 : poutrelle sur 4 appuis a 3 travées :



Type 3 : poutrelle sur 3 appuis a 2 travées :

**III.4.5. Méthodes de calculs :**

Pour le calcul des sollicitations on applique la Méthode forfaitaire :

a) Conditions d'application : BAEI (Annexe E1) [3]

- ✓ C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).
- ✓ Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q G \leq \min (2 ; 5 \text{KN/m}^2)$.

✓ Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées.

✓ Que le rapport : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$.

La fissuration est peu nuisible.

b) Exposée de la méthode :

Soit une poutre continue soumise à une charge q .

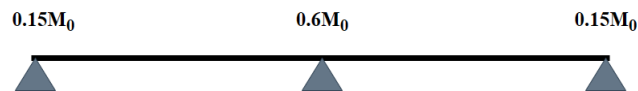
Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient traduit l'importance.

➤ Moment appuis :

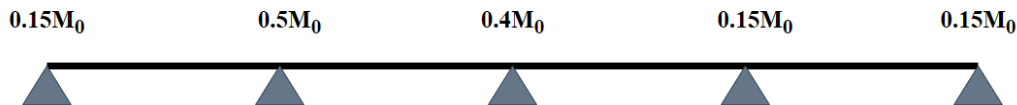
✓ **Sur les Appuis de rive** : les moments sont nuls cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale : $(-0.15M_0)$.

✓ **Appuis intermédiaires** :

Poutres à deux travées : Les moments sont de l'ordre de $(-0.6M_0)$.



Poutres à plus de deux travées :



Ces moments sont de l'ordre de :

- $(-0.5M_0)$: Pour les appuis voisins de l'appui de rive.
- $(-0.4M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

➤ Moment en Travées :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes :

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

$$(2): \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} & \text{dans une travée de intermédiaire.} \\ M_t \geq \frac{(1 + 0.3\alpha)M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \end{cases}$$

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

➤ **Evaluation des efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondue même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

➤ **L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :**

- 15 % s'il s'agit d'une poutre deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre plus de deux travées.

➤ **Soit par la méthode RDM :**

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0} \text{ (isostatique) } + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

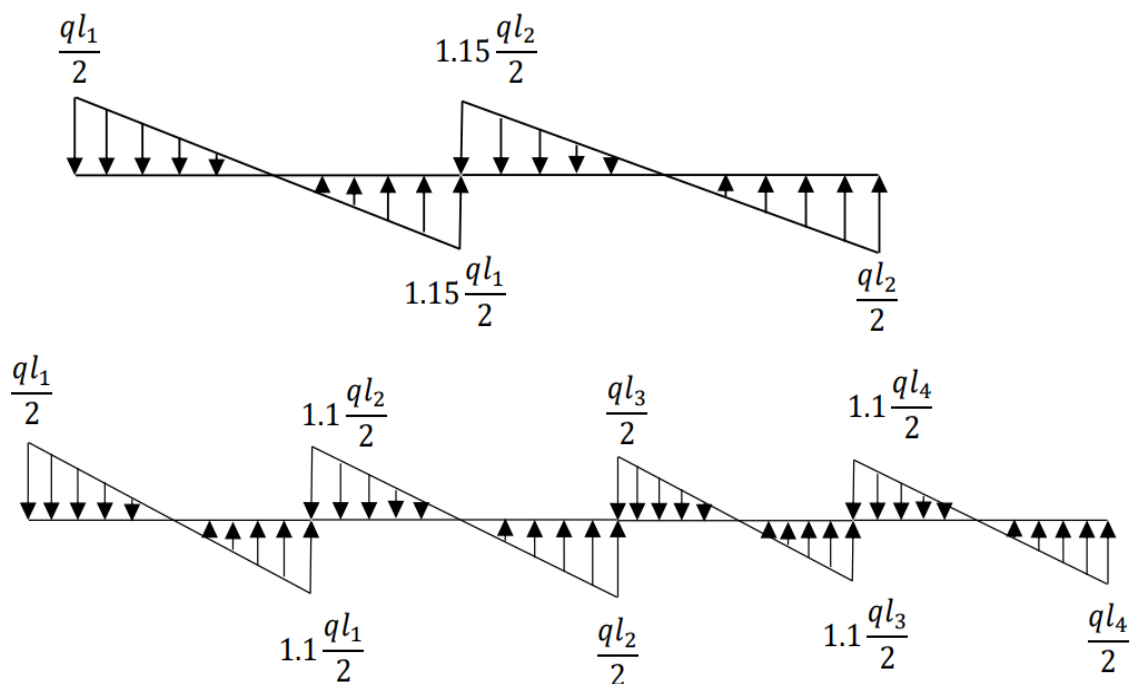


Figure.III.28 : Evaluation des efforts tranchants.

III.4.6. Calcul des sollicitations des poutrelles :

III.4.6.1. Vérifications des Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

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

✓ Plancher terrasse inaccessible : $G = 6.480 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1 \leq \min (2 \times 6.480 ; 5) \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \text{(CV)}$

✓ Plancher étage courant : $G = 5.38 \text{ KN / m}^2$

$Q = 1.5 \text{ KN / m}^2 \Rightarrow 1.5 \leq \min (2 \times 5.38 ; 5) \text{ KN / m}^2 \Rightarrow \text{(CV)}$

b) Fissuration peu préjudiciable.

c) Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.

d) Le rapport $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$:

➤ **Type 1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{310}{310} = 1 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(CV)}. \\ 0.8 \leq \frac{310}{350} = 0.885 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(CV)}. \\ 0.8 \leq \frac{350}{360} = 0.97 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(CV)}. \\ 0.8 \leq \frac{360}{350} = 1.028 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(CV)}. \\ 0.8 \leq \frac{350}{310} = 1.129 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(CV)}. \\ 0.8 \leq \frac{310}{310} = 1 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(CV)}. \end{array} \right.$$

➤ **Type 1 :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.8 \leq \frac{360}{350} = 1.028 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(CV)}. \\ 0.8 \leq \frac{350}{310} = 1.129 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(CV)}. \\ 0.8 \leq \frac{310}{310} = 1 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(CV)}. \end{array} \right.$$

➤ **Type 3 :**

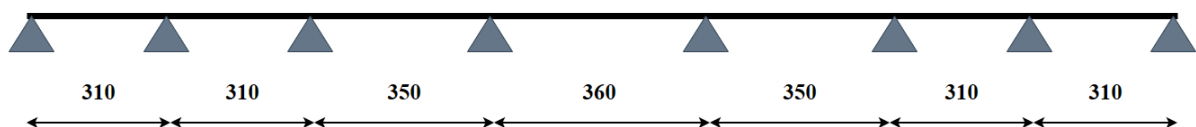
$$\left\{ 0.8 \leq \frac{310}{310} = 1 \leq 1.25 \Rightarrow \text{(CV)}. \right.$$

Etant donné que les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des sollicitations.

III.4.6.2. Détermination des sollicitations :

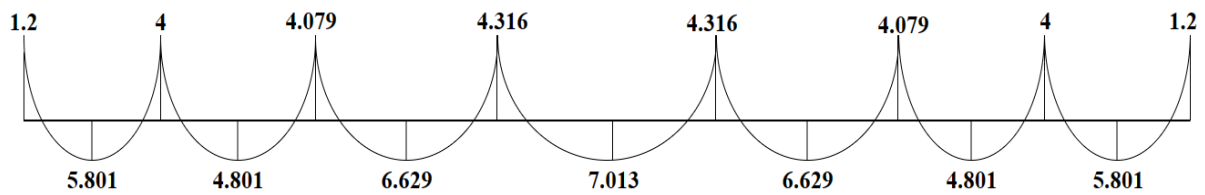
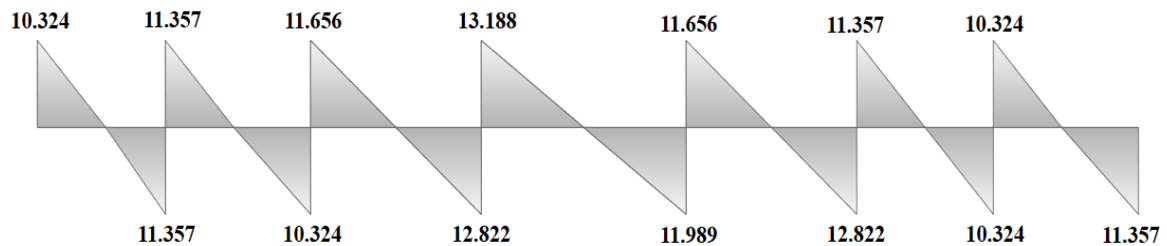
a) **Plancher terrasse :**

➤ **Type 1 :**



✓ E.L.U :

Travée	L(m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
Travée 1	3.10	6.661	8.001	1.200	4.000	5.801	10.324	11.350
Travée 2	3.10	6.661	8.001	4.000	3.200	4.801	11.357	10.320
Travée 3	3.50	6.661	10.199	4.079	4.079	6.629	11.656	12.823
Travée 4	3.60	6.661	10.79	4.316	4.316	7.013	13.188	11.989
Travée 5	3.50	6.661	10.199	4.079	4.079	6.629	11.056	12.820
Travée 6	3.10	6.661	8.001	3.200	4.000	4.801	11.357	10.324
Travée 7	3.10	6.661	8.001	4.000	1.200	5.801	10.324	11.357

**Figure III.29 :** Diagramme du moment fléchissant à l'ELU pour le type 1.**Figure III.30 :** Diagramme de l'effort tranchant à ELU pour le type 1.

✓ E.L.S :

Travée	L(m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Travée 1	3.10	4.862	5.890	0.876	2.920	4.234
Travée 2	3.10	4.862	5.840	2.929	2.336	3.504
Travée 3	3.50	4.862	7.440	2.976	2.976	4.836
Travée 4	3.60	4.862	7.876	3.150	3.150	5.119
Travée 5	3.50	4.862	7.440	2.976	2.976	4.836
Travée 6	3.10	4.862	5.840	2.336	2.920	3.504
Travée 7	3.10	4.862	5.840	2.920	0.876	4.234

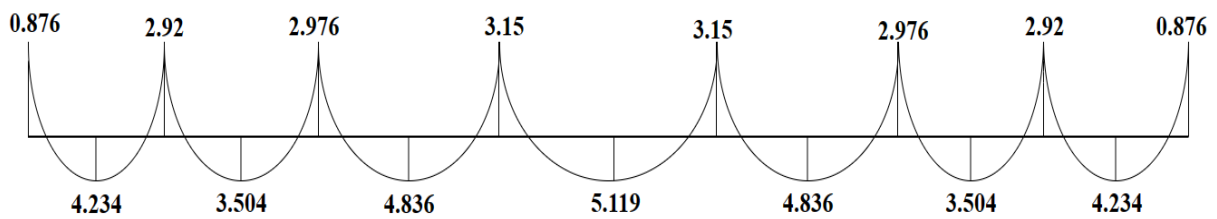
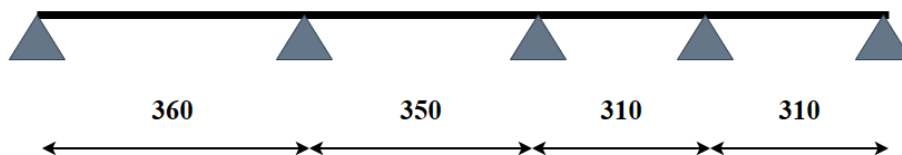


Figure III.31 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS pour le type 1.

➤ Type 2 :



✓ E.L.U :

Travée	L(m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
Travée 1	3.10	6.661	10.790	1.618	5.395	7.823	11.980	13.188
Travée 2	3.50	6.661	10.199	5.099	4.079	6.119	12.820	11.650
Travée 3	3.10	6.661	8.001	3.200	4.000	4.801	10.324	11.350
Travée 4	3.10	6.661	8.001	4.000	1.200	5.801	11.357	10.324

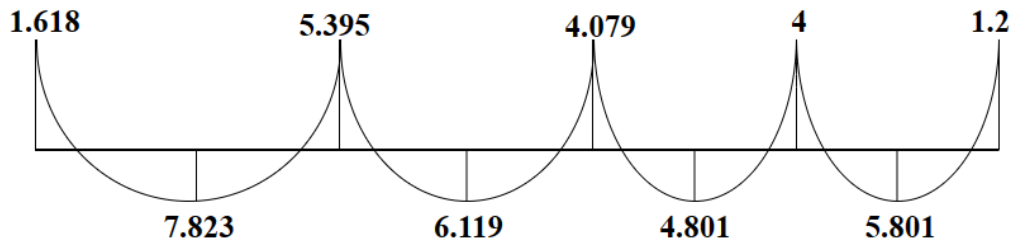


Figure III.32 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU pour le type 2.

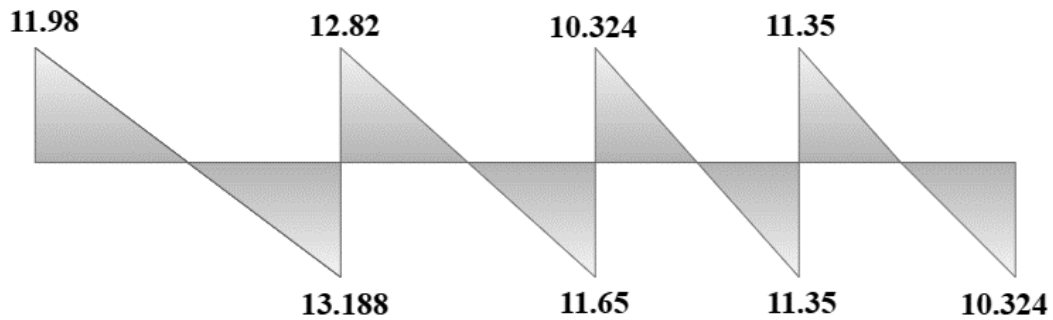


Figure III.33 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU pour le type 2

✓ E.L.S :

Travée	L(m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Travée 1	3.60	4.862	7.876	1.181	3.938	5.710
Travée 2	3.50	4.862	7.444	3.722	2.977	4.466
Travée 3	3.10	4.862	5.840	2.336	2.920	3.504
Travée 4	3.10	4.862	5.840	2.920	0.876	4.234

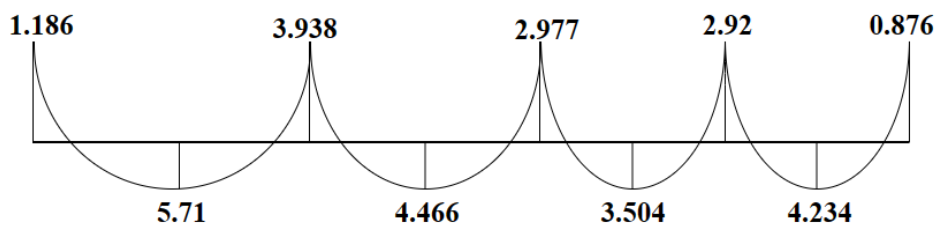
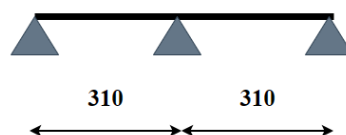


Figure III.34 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS pour le type 2.

➤ Type 3 :



✓ E.L.U :

Travée	L(m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
Travée 1	3.10	6.661	8.001	1.200	4.800	5.400	10.324	11.873
Travée 2	3.10	6.661	8.001	4.800	1.200	5.400	11.873	10.324

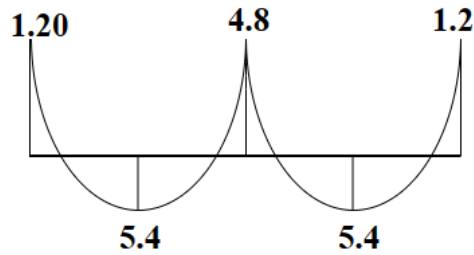


Figure III.35 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU pour le type 3.

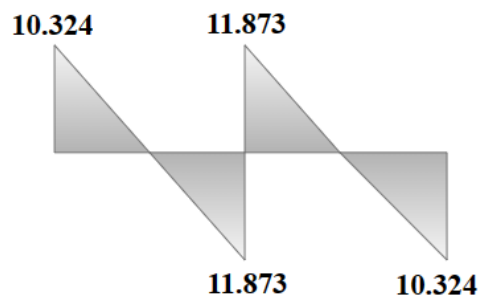


Figure III.36 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU pour le type 3

✓ E.L.S :

Travée	L(m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Travée 1	3.10	4.862	5.840	0.876	3.504	3.942
Travée 2	3.10	4.862	5.840	3.504	0.876	3.942

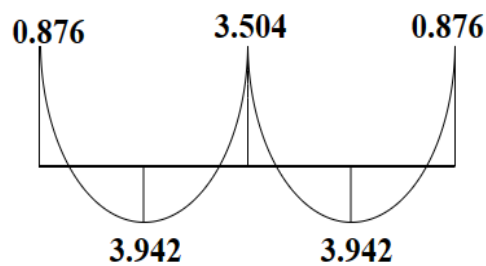
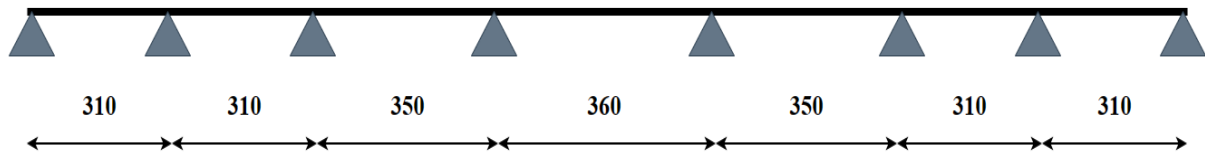


Figure III.37 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS pour le type 3.

b) Étage courant :

➤ Type 1 :



✓ E.L.U :

Travée	L(m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
Travée 1	3.10	6.183	7.427	1.114	3.713	5.459	9.583	10.542
Travée 2	3.10	6.183	7.427	3.713	2.970	4.531	10.542	9.583
Travée 3	3.50	6.183	9.467	3.786	3.786	6.249	10.820	11.902
Travée 4	3.60	6.183	10.016	4.006	4.006	6.610	12.242	11.129
Travée 5	3.50	6.183	9.467	3.786	3.786	6.249	10.820	11.902
Travée 6	3.10	6.183	7.427	2.970	3.713	4.531	9.583	10.542
Travée 7	3.10	6.183	7.427	3.713	1.114	5.459	9.583	10.542

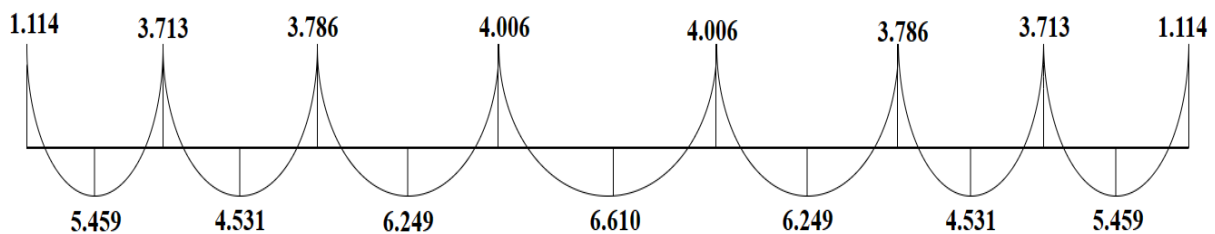


Figure III.38 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU pour le type 1.

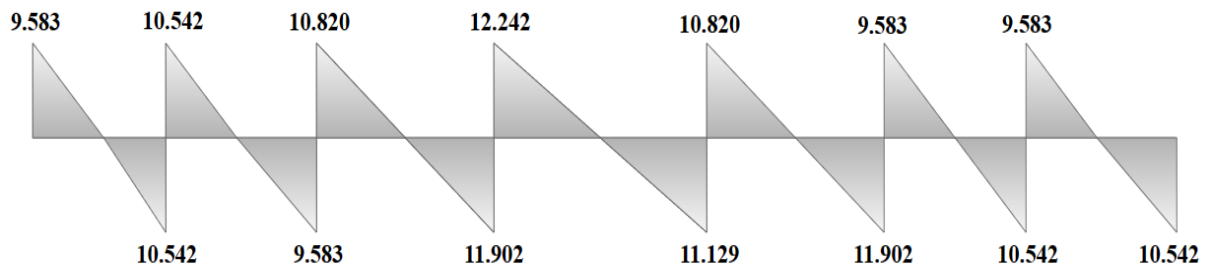


Figure III.39 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU pour le type 1

✓ E.L.S :

Travée	L(m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Travée 1	3.10	4.997	6.002	0.900	3.001	4.411
Travée 2	3.10	4.997	6.002	3.001	2.400	3.661
Travée 3	3.50	4.997	7.651	3.060	3.060	5.050
Travée 4	3.60	4.997	8.095	3.233	3.238	5.342
Travée 5	3.50	4.997	7.651	3.060	3.060	5.050
Travée 6	3.10	4.997	6.002	2.400	3.001	3.661
Travée 7	3.10	4.997	6.002	3.001	0.900	4.411

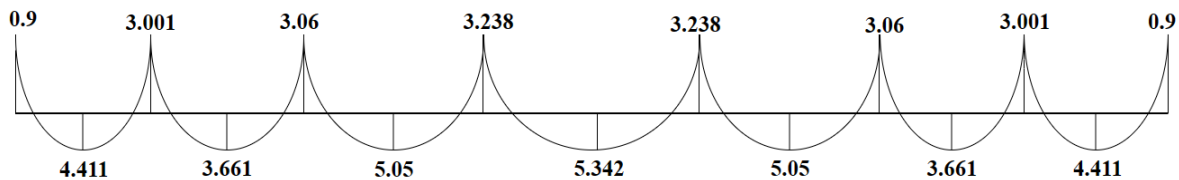
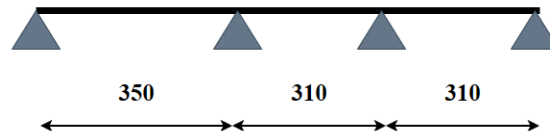


Figure III.40 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS pour le type 1.

➤ Type 2 :



✓ E.L.U :

Travée	L(m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	T_g (KN)	T_d (KN)
Travée 1	3.50	6.183	6.467	1.420	4.733	6.958	10.820	11.902
Travée 2	3.10	6.183	7.427	3.713	3.713	4.159	10.542	9.583
Travée 3	3.10	6.183	7.427	3.713	1.114	5.459	9.583	10.542

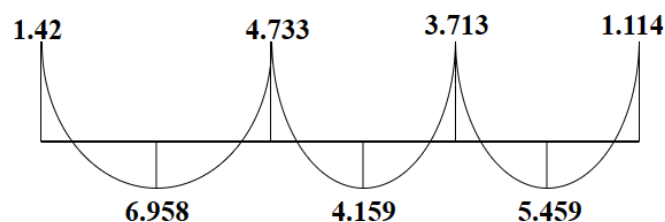


Figure III.41 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU pour le type 2.

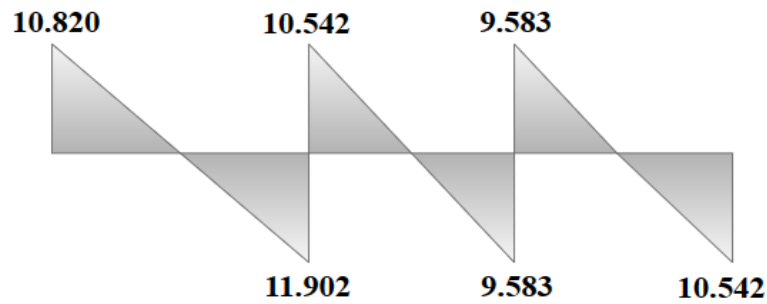


Figure III.42 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU pour le type 2

✓ E.L.S :

Travée	L(m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Travée 1	3.50	4.997	7.651	1.147	3.825	5.624
Travée 2	3.10	4.997	6.002	3.001	3.001	3.361
Travée 3	3.10	4.997	6.002	3.001	0.900	4.411

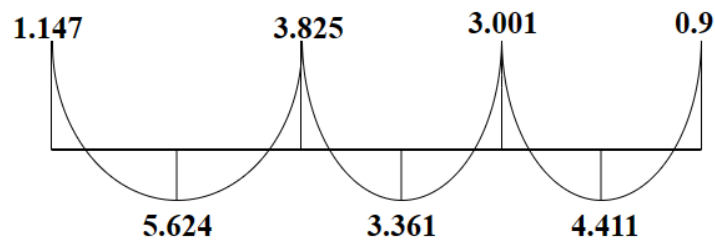
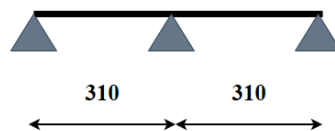


Figure III.43 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS pour le type 2.

➤ Type 3 :



✓ E.L.U :

Travée	L(m)	P _u (KN/ml)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	T _g (KN)	T _d (KN)
Travée 1	3.10	6.183	7.427	1.114	4.456	5.087	9.583	10.542
Travée 2	3.10	6.183	7.427	4.456	1.114	5.087	10.542	9.583

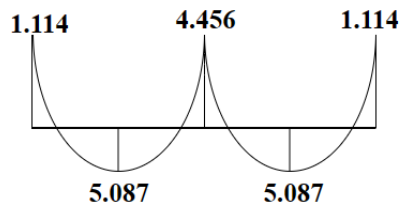


Figure III.44 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU pour le type 3.

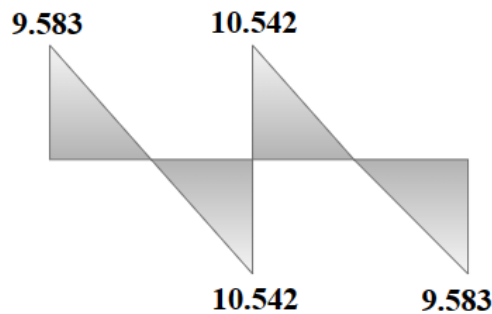


Figure III.45 : Diagramme de l'effort tranchant à ELU pour le type 3

✓ E.L.S :

Travée	L(m)	P_u (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)
Travée 1	3.10	4.997	6.002	0.900	3.601	4.111
Travée 2	3.10	4.997	6.002	3.601	0.900	4.111

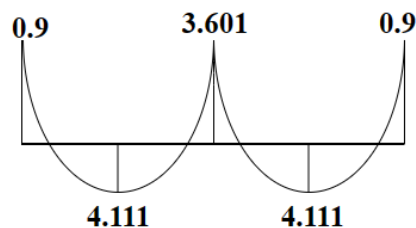


Figure III.46 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS pour le type 3.

III.4.7. Ferrailage des poutrelles :

III.4.7.1. Les poutrelles dans la terrasse :

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

Désignation	M ₀ max	M _t max	M _a max	T max
E.L. U	10.790	7.013	4.316	13.188
E.L. S	7.876	5.119	3.150	-

a) E.L.U:

➤ En travée :

Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1 Calcul du moment résistant de la section en Té :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

f_{bu} : Résistance du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA.}$$

$$M_{Tu} = 14.2 \times 650 \times 40 \left(180 - \frac{40}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 7.013 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{7.013 \times 10^6}{14.20 \times 650 \times 180^2} = 0.023 < 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\mu = 0.023 \Rightarrow \begin{cases} Z = 10.936 \text{ cm} \\ \alpha = 0.981 \end{cases}$$

$$A^u = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{7013000}{348 \times 109.36}$$

$$\text{Donc : } A^u = 1.48 \text{ cm}^2$$

M _t (kN.m)	μ	μl	α	Z	A (cm ²)
7.013	0.023	0.392	0.981	10.936	1.84

➤ 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 $b_0 = 10 \text{ cm}$.

M _a (kN.m)	μ	μl	α	Z	A (cm ²)
4.316	0.0144	0.392	1.037	10.533	1.17

➤ **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)**

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{13.188 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.732 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : (BAEL 91 A.5.1, 211)

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.732 \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa (CV)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \quad \text{donc :} \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les efforts } T_u \text{ sont négligeables} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$7.013 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.18 \times 13.188 = 2.136 \text{ KN.m}$$

Donc les efforts T_u sont négligeables

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about à une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \Leftrightarrow a \leq 16.2 \text{ cm}$

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8 f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut

(théorème de Pythagore) : $\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2} T_u$; la section $= b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Leftrightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 13188}{100 \times 25} = 1.978 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm (CV)}.$$

• **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : (BAEL A.5.1, 312) [3]**

L'équilibre de la bielle est satisfait si : $\sum M/B = 0$ donc :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \Leftrightarrow A_s \geq \frac{1.115}{400} 13188 = 0.379 \text{ cm}^2 \text{ (cv)}$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0) h_0]}$$

$$V' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10) 4]} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0) h_0] V^2$$

$$I_{GZ} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10) 4] (10.62)^2$$

$$I_{GZ} = 1899.58 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{GZ}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right) V} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1899.58 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right) 106.2} \times \frac{2.1}{400} = 0.056 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ **En travée :**

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui :**

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p) :$$

Désignation	A calculer (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _p (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	1.84	0.06	1.3	1.84	3T10 = 2.36
Appui	1.17	0.06	0.20	1.17	3T10 = 2.36

Tableau III.16 : Tableau récapitulatif des résultats.

b) E.L.S :

➤ **Vérification des contraintes :**

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

- Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{b y^2}{2} + n A_{sc} (y - d') - n A_{st} (d - y)$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Désignation	M _{ser} (KN.m)	b (cm)	A _s (cm ²)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _b
Travée	5.119	65	2.36	3.91	8323.052	2.39	Vérifiée
Appuis	3.150	10	2.36	8.29	5236.733	4.98	

Tableau III.17 : Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5, 1) [3]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **BAEL.91** :

Avec : $h = 0.20 \text{ m}$; $L = 3.60 \text{ m}$; $A_{st} = 2.36 \text{ cm}^2$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.05 < 0.062 \Rightarrow (\text{CNV}).$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.05 < 0.062 \Rightarrow (\text{CV}).$$

$$\frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0013 < 0.010 \Rightarrow (\text{CNV}).$$

Donc il y'a un risque de la flèche

La flèche totale est :

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

- **f_{gi}** et **f_{gv}** : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- **f_{ji}** : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- **f_{pi}** : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad \text{Si } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} ; \quad \text{Si } L > 5m$$

Dons notre cas $L = 3.60 \text{ m} < 5m$

Avec :

$$y = 3.91$$

$$d = 18\text{cm}$$

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

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

$$b=100 \text{ cm}$$

$$I= 8323.052 \text{ cm}^4$$

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

Le Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + 15A_s(d - y_G)^2$$

$$I_0 = 38326.31 \text{ cm}^4.$$

Calculer les coefficients :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = 0.0131$$

On a $b = b_0$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \end{array} \right.$$

$$\lambda_i = 3.256$$

$$\lambda_v = 1.302$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$E_v = 10721.4 \text{ MPa}$$

Calcul de Contraintes σ_s

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

- q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.
- q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 G = 1.82 \text{ KN/ml}$$

$$q_{g \text{ ser}} = 0.65 G = 4.212 \text{ KN/ml}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 0.65 (G+Q) = 4.862 \text{ KN/ml}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{j \text{ ser}} \times l^2}{8} = 2.211 \text{ KN.m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{g \text{ ser}} \times l^2}{8} = 5.117 \text{ KN.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{p \text{ ser}} \times l^2}{8} = 5.907 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15M_{j \text{ ser}} (d-y)}{I} = 56.144 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15M_{g \text{ ser}} (d-y)}{I} = 129.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15M_{p \text{ ser}} (d-y)}{I} = 149.99 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right) = 0.271$$

$$\mu_g = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right) = 0.587$$

$$\mu_p = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right) = 0.631$$

Calcul de l'inertie fictive (I_f) :

$$I_{fji} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 22396.66 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 14481.27 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 13802.07 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 23892.73$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 0.397 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 1.423 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 1.724 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 2.588 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.588 - 0.397 + 1.724 - 1.423 \leq \bar{f} = \frac{3.60}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.49 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7.2 \text{ mm} \Rightarrow (\text{cv}).$$

III.4.7.2. Les poutrelles dans l'étage courant :

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

Désignation	M ₀ max	M _t max	M _a max	T max
E.L.U	10.016	6.610	4.006	12.242
E.L.S	8.095	5.342	3.238	-

c) E.L.U:**➤ En travée :**

Calcul du moment résistant de la section en **Té** :

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{Avec :}$$

f_{bu} : Résistance du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA.}$$

$$M_{Tu} = 14.2 \times 65 \times 4 \left(18 - \frac{4}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m} > M_u = 7.013 \text{ KN.m}$$

Par conséquent, seule une partie de la table est comprimée et la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$ et de hauteur $d = 18 \text{ cm}$.

M _t (kN.m)	μ	μl	α	Z	A (cm ²)
6.610	0.022	0.392	0.987	10.893	1.74

➤ 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 $b_0 = 10 \text{ cm}$.

M _a (kN.m)	μ	μl	α	Z	A (cm ²)
4.006	0.013	0.392	1.048	10.454	1.10

➤ Vérification de l'effort tranchant : (BAEL 91 A.5.1, 1)

On prend la valeur maximale de T_u entre les deux parties

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{12.242 \times 10^3}{100 \times 180} = 0.680 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites, La fissuration est peu préjudiciable, alors : **(BAEL 91 A.5.1, 211)**

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.680 \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa (CV)}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des armatures longitudinales en partie basses de l'appui :**

L'effort de traction dans ces aciers équilibre l'effort tranchant T_u , diminué de l'effet du moment qui vient les comprimer.

$$F_{st} = |T_u| - \frac{M_u}{0.9d} \quad \text{donc :} \begin{cases} \text{si } |M_u| \geq 0.9d \times T_u \text{ les effort } T_u \text{ sont négligéable} \\ \text{si } |M_u| < 0.9d \times T_u : A_s \geq \frac{\gamma_s \left((|T_u|) - \frac{|M_u|}{0.9d} \right)}{f_e} \end{cases}$$

$$4.006 \text{ KN.m} > 0.9 \times 0.18 \times 12.242 = 1.98 \text{ KN.m}$$

Donc les effort T_u sont négligéables

➤ **Vérification de la profondeur minimale d'appui :**

La bielle d'about à une largeur a qui vérifie $a \leq 0.9d \Leftrightarrow a \leq 16.2 \text{ cm}$

✓ **Vérification de la bielle de béton : (BAEL A.5.1, 313) [3]**

On limite la contrainte de bielle à $\frac{0.8 f_{cj}}{\gamma_b}$. L'effort de compression dans la bielle vaut

(théorème de Pythagore) : $\sqrt{2(T_u)^2} = \sqrt{2} T_u$; la section = $b \times a \times \cos 45^\circ$ donc :

$$T_u \leq 0.26 \times b \times a \times f_{c28} \Leftrightarrow a \geq \frac{3.75 T_u}{b \times f_{c28}}$$

$$a \geq \frac{3.75 \times 12.242}{100 \times 25} = 1.836 \text{ cm} < 16.2 \text{ cm (cv)} .$$

✓ **Sections minimales d'armatures inférieures sur appui : (BAEL A.5.1, 312) [3]**

L'équilibre de la bielle est satisfait si : $\sum M/B = 0$ donc :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} T_u \Leftrightarrow A_s \geq \frac{1.115}{400} 13188 = 0.379 \text{ cm}^2 \text{ (cv)}$$

➤ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$V' = \frac{b_0 h^2 + (b - b_0) h_0^2}{2[b_0 h + (b - b_0)] h_0}$$

$$V' = \frac{10 \times 20^2 + (65 - 10) 4^2}{2[10 + (65 - 10)] 4} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V = h - V'$$

$$V = 20 - 9.38 = 10.62 \text{ cm}$$

$$I_{GZ} = b_0 \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \frac{h_0^3}{3} - [b_0 + (b - b_0)h_0]V^2$$

$$I_{GZ} = 10 \frac{20^3}{3} + (65 - 10) \frac{4^3}{3} - [10 + (65 - 10)4](10.62)^2$$

$$I_{GZ} = 1899.58 \text{ cm}^4$$

$$A_{\min} = \frac{I_{GZ}}{\left(d - \frac{h_0}{3}\right)V} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{1899.58 \times 10^4}{\left(180 - \frac{40}{3}\right)106.2} \times \frac{2.1}{400} = 0.056 \text{ cm}^2$$

➤ **Pourcentage minimal :**

$$A_p \geq 0.001 \times b \times h$$

✓ **En travée :**

$$A_p \geq 0.001 \times 65 \times 20 = 1.30 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 1.30 \text{ cm}^2$$

✓ **En appui :**

$$A_p \geq 0.001 \times 10 \times 20 = 0.20 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{\min} \geq 0.20 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{\text{calculé}}, A_{\min}, A_p) :$

Désignation	$A_{\text{calculé}} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_p \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\max} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adp}} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	1.74	0.056	1.30	1.74	3T10=2.36
Appui	1.10	0.056	0.20	1.10	3T10=2.36

Tableau III.18 : récapitulatif des résultats

a) E.L.S :

➤ **Vérification des contraintes :**

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

- Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{by^2}{2} + nA_{sc}(y - d') - nA_{st}(d - y)$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_{st}(d - y)^2 + nA_{sc}(y - d')^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Désignation	M _{ser} (KN.m)	b (cm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _b
travée	5.342	65	2.36	3.91	8323.092	2.50	vérifiée
Appuis	3.238	10	2.36	8.29	5236.733	5.12	

Tableau III.19 : Vérification des contraintes à l'ELS.

➤ **Vérification de la flèche : (BAEL B.6.5, 1) [3]**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées

BAEL.91 :

Avec : h=0.20 m ; L=3.60m ; A_{st} = 2.36 cm²

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.05 < 0.062 \Rightarrow (\text{CNV}).$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{18} \times \frac{M_s}{M_u} \quad 0.05 > 0.042 \Rightarrow (\text{CV}).$$

$$\frac{A_{s\text{ app}}}{b \times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0013 < 0.010 \Rightarrow (\text{CNV}).$$

Donc il y'a un risque de la flèche

Calculer la flèche :

La flèche totale est :

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

- **f_{gi}** et **f_{gv}** : Les flèches dues à l'ensemble des charges permanentes.
- **f_{ji}** : La flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- **f_{pi}** : La flèche due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad \text{Si } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} ; \quad \text{Si } L > 5m$$

Dons notre cas L = 3.60 m < 5m

Avec :

y = 3.91 ; d = 18cm ; A_s = 2.36 cm² ; h = 20cm ; b = 100 cm ; I = 8323.052 cm⁴ ; f_{t28} = 2.1MPa ;

Le Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + b \times h \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + 15 A_s (d - y_G)^2$$

$$I_0 = 38326.31 \text{ cm}^4.$$

Calculer les coefficients :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \mathbf{0.0131}$$

On a $b = b_0$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \end{cases}$$

$$\lambda_i = 3.256$$

$$\lambda_v = 1.302$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\mathbf{E_i = 32164.2 \text{ MPa}}$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_i$$

$$\mathbf{E_v = 10721.4 \text{ MPa}}$$

Calcul de Contraintes σ_s

σ_s : Contrainte de traction effective de l'armature pour le cas de charge considéré.

- q_j : Charges permanentes avant la mise en place des revêtements.
- q_g : Charges permanentes après la mise en place des cloisons des revêtements.
- q_p : Charges permanentes et d'exploitations.

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 G = 2.47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{g \text{ ser}} = 0.65 G = 3.497 \text{ KN/ml}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 0.65 (G+Q) = 4.147 \text{ KN/ml}$$

$$M_{j \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{j \text{ ser}} \times l^2}{8} = 3.001 \text{ KN.m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{g \text{ ser}} \times l^2}{8} = 4.248 \text{ KN.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 0.75 \frac{q_{p \text{ ser}} \times l^2}{8} = 5.083 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{15 M_{j \text{ ser}} (d-y)}{I} = 76.205 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sg} = \frac{15 M_{g \text{ ser}} (d-y)}{I} = 107.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{15 M_{p \text{ ser}} (d-y)}{I} = 127.93 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right) = 0.396$$

$$\mu_g = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right) = 0.525$$

$$\mu_p = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right) = 0.582$$

Calcul de l'inertie fictive (I_f) :

$$I_{fji} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 18415.035 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 15560.24 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 14562.71 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 25038.56 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 0.830 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 1.100 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 1.102 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser} \times L^2}{10Ei \times I_{fi}} = 2.050 \text{ mm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 2.050 - 0.830 + 1.102 - 1.100 \leq \bar{f} = \frac{3.60}{500}$$

$$\Delta f_t = 1.22 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7.2 \text{ mm} \Rightarrow (\text{cv}).$$

➤ Ferrailage transversal : (BAEL A.7.2, 2) [3]

$$\phi_t \geq \min(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10\text{mm}; 5.71\text{mm}; 10\text{mm})$$

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On choisit un étrier : $A_t = 2\phi_8 = 1.01 \text{ cm}^2$

➤ Espacement : (BAEL A.5.1, 23)

$$S_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

$$S_{t1} \leq \min(0.9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(16.2; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times b_0} = 33.48 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = \frac{0.8 \times 0.57 \times 235}{10 \times (0.829 - 0.3 \times 2.1)} = 43.85 \text{ cm}$$

$$S_t = \min (16.2; 33.48 ; 53.85)$$

On prend l'espacement de nos armatures transversales : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Ferraillage de la dalle de compression (La dalle mince) : (BAEL B.6.8, 423)**

Le ferraillage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage auquel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m.) : pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm (3 p.m.) : pour les armatures parallèles aux nervures

D'après (BAEL B.6.8, 423) les sections des armatures sont calculées comme suite :

$$\begin{cases} A_{\perp} = \frac{200}{f_e} = \text{si } L \leq 50 \\ A_{\perp} = \frac{200}{f_e} = \text{si } 50 \text{ cm} < L \leq 80 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{et} \quad A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

L : distance entre l'axe des poutrelles ($L = 65 \text{ cm}$)

$A_{\perp}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

$A_{//}$: Diamètre parallèle aux poutrelles.

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

On a : $L = 65 \text{ cm}$

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adapte : $5T6 = 1.41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Pour le ferraillage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de diamètre T6 dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

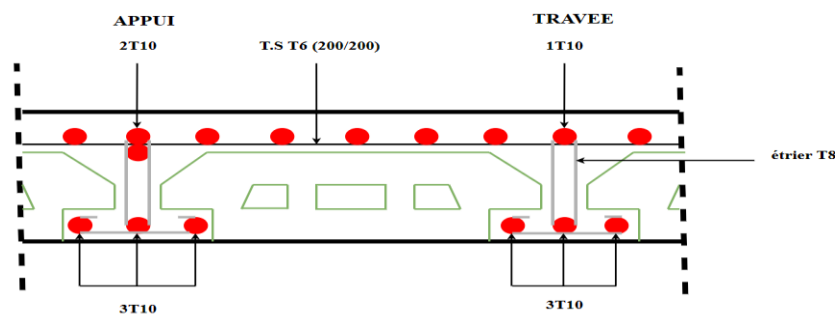


Figure III.47 : Schéma de ferraillage des planchers

III.5: Étude des dalles pleines

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargées perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis et même des dalles pleines en porte à faux (console). Dans notre structure, nous avons une dalle pleine sous forme rectangulaire qui reposent sur 2 appuis ont une portée :

III.5.1: Évaluation des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

- Charge permanente : $G=6.33\text{KN/m}^2$

- Charge d'exploitation : $Q=5\text{KN/m}^2$

❖ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 6.33 + 1.5 \times 5) \times 1\text{m}$$

$$q_u = 16.045 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 6.33 + 5 = 11.33 \text{ KN/ml}$$

La dalle pleine se calcule par panneau de dalle, nous appelons « panneau de dalle » une partie de la dalle limitée par des appuis, où chaque panneau est calculé selon la valeur du rapport de la petite dimension du panneau sur sa grande dimension, Notée ρ tel que :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}$$

Avec :

L_x : la plus petite dimension du panneau :

L_y : la plus grande dimension du panneau :

Si :

$$\begin{cases} \rho \leq 0.4 & \text{La dalle travaille suivant un seul sens.} \\ \rho > 0.4 & \text{La dalle travaille suivant les deux sens} \end{cases}$$

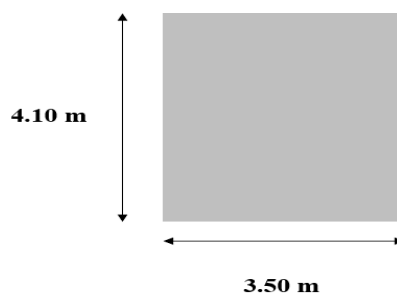


Figure III.48 : Les dimensions de la dalle pleine

Dalle reposante sur 2 appuis qui ont une portée :

$$L_x = 3.5\text{m} \quad L_y = 4.10\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{350}{410} = 0.85 > 0,4 : \text{La dalle travaille suivant les deux sens.}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y .

III.5.2. Calcul des moments :

Pour le calcul des moments, on utilise les dispositions indiquées à l'annexe E₃ des règles **BAEL91[3]** :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν
- ν : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ à l' E. L. U} \\ 0.2 \text{ à l' E. L. S} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho=0.85 \text{ Donc } \begin{cases} \mu_x = 0.051 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u l_x^2 = 10.024 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 6.866 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées:

$$M_{tx} = 0,75 M_x = 0,75 \times 10.024 = 7.518 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_y = 0,75 \times 6.866 = 5.149 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 0,5 \times 10.024 = 5.012 \text{ KN.m}$$

III.5.3. Ferrailage de la dalle :

- Calcul du ferrailage à l'ELU :

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 0,9h = 13.5 \text{ cm}$$

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

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

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

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Désignation		M_u (KN.m)	μ	A_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Travée	x-x	7.518	0.029	0	0.948	8.380	2.57	5T10	3.93
	y-y	5.149	0.019	0	1.001	8.094	1.82	5T8	2.51
Appuis	x-x	5.012	0.019	0	1.004	8.078	1.78	5T8	2.01
	y-y								

Tableau III.20 : Ferrailage de la dalle pleine.

a) Espacement :

- Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow (\text{CV}). \\ \text{sens } x - y : s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) \Rightarrow (\text{CV}). \end{cases}$$

- Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(3h, 33\text{cm}) \Rightarrow (\text{CV}). \\ \text{sens } x - y : s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \text{Min}(4h, 45\text{cm}) \Rightarrow (\text{CV}). \end{cases}$$

On adopte l'espacement donc **e = 20 cm**

b) Condition de non fragilité :

On a: $12\text{cm} \leq e \leq 30\text{ cm}$

$h=e= 15\text{ cm}$ $b = 100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.548 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.44 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_0 = 0.8\% \text{ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.85 \end{cases}$$

- Travée : $\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.548 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{CV}). \\ \text{sens } y - y : A_y = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{CV}). \end{cases}$
- Appuis : $\begin{cases} \text{sens } x - x : A_x = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.69 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{CV}). \\ \text{sens } y - y : A_y = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{CV}). \end{cases}$

c) Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = 0.07 f_{c28} = 1.75 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u l_x l_y}{2 l_x + l_y} = 20.74 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u l_x}{3} = 18.71 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 20.74 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{20.74 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.153 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 1.75 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv})$$

III.5.4. Vérification à L'ELS :

a) Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.072 \\ \mu_y = 0.59 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 8.049 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 6.262 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.75 M_x = 6.841 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 M_y = 5.322 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x = 2.414 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Vérification de la contrainte dans le béton :

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

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (y - d') A_s' - n A_{st} (d - y) = 0$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_s' (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2$$

y : Distance de l'axe neutre a la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

$$n = 15$$

$$A_s' = 0$$

Tableau récapitulatif des résultats :

Désignation		$M_{\text{ser}}(\text{KN.m})$	$A_s(\text{cm}^2)$	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	(x-x)	6.841	3.93	3.44	7322.87	3.21	Vérifiée
	(y-y)	5.322	2.51	2.83	5041.91	2.98	
Appuis	(x-x)	2.414	2.51	2.83	5041.91	1.35	
	(y-y)						

Tableau III.21 : Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS

c) Vérification de la flèche (BAEL B.6.5, 1) [3]

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées (B.A.E.L.91modifié 99) :

Avec :

$$h = 0.15 \text{ m} \quad l = 4.10 \text{ m.}$$

$$A_{st} = 2.51 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{0.15}{4.10} = 0.036 < 0.0623 \text{ (C.N.V)} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = 0.036 < 0.062 \rightarrow \text{(C.N.V)} \\ \frac{A_{s \text{ app}}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0018 \leq 0.010 \rightarrow \text{(C.V)} \end{array} \right.$$

Donc il y'a un risque de la flèche :

Il faut que

D'après le [BAEL 91] la flèche totale est : $\Delta f_t = f_v - f_i \leq \bar{f}$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} ; \quad \text{Si } L < 5m$$

$$\bar{f} = 0.5 + \frac{L}{1000} ; \quad \text{Si } L > 5m$$

Dons notre cas $L = 3.60 \text{ m} < 5m$

Avec :

$$M_{\text{ser}} = 6.841 \text{ KN/m}$$

$$d = 16.2 \text{ cm}$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$L = 4.10 \text{ m}$$

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

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$\bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$y = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s} = 7.25 \text{ cm}$$

Le Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = 32586.92 \text{ cm}^4.$$

Calculer les coefficients :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \mathbf{0.002}$$

$$\text{On a } b = b_0$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right)} \end{cases}$$

$$\lambda_i = 10.5$$

$$\lambda_v = 4.2$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\mathbf{E_i = 32164.19 \text{ MPa}}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}}$$

$$\mathbf{E_v = 10818.86 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\mathbf{\sigma_s = 374.34 \text{ MPa}}$$

$$\mu = 1 - \left(\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right)$$

$$\mathbf{\mu = 0.278}$$

Le Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

$$\mathbf{I_{fi} = 32164.19 \text{ cm}^4}$$

$$\mathbf{I_{fv} = 10818.86 \text{ cm}^4}$$

La flèche :

$$\begin{cases} f_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_i \times I_{fi}} \rightarrow \text{Flèche due aux charges différées.} \\ f_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 E_v \times I_{fv}} \rightarrow \text{Flèche due aux charges différées.} \end{cases}$$

$$\mathbf{f_i = 2.53 \text{ mm}}$$

$$\mathbf{f_v = 4.16 \text{ mm}}$$

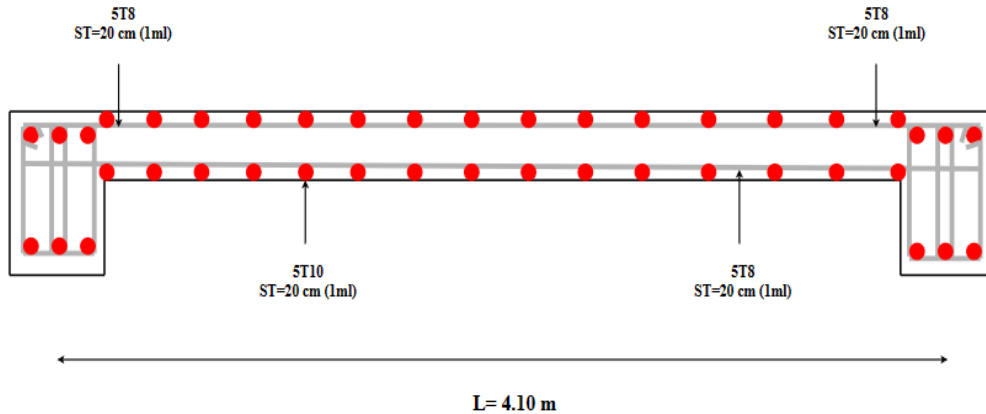
Donc :

$$\Delta f_t = f_v - \bar{f} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta f_t = 4.16 - 2.53 \leq \bar{f} = \frac{410}{500}$$

$$\Delta f_t = 0.163 \leq \bar{f} = 0.82 \text{ cm} \Rightarrow (\text{cv}).$$

coupe y-y



coupe x-x

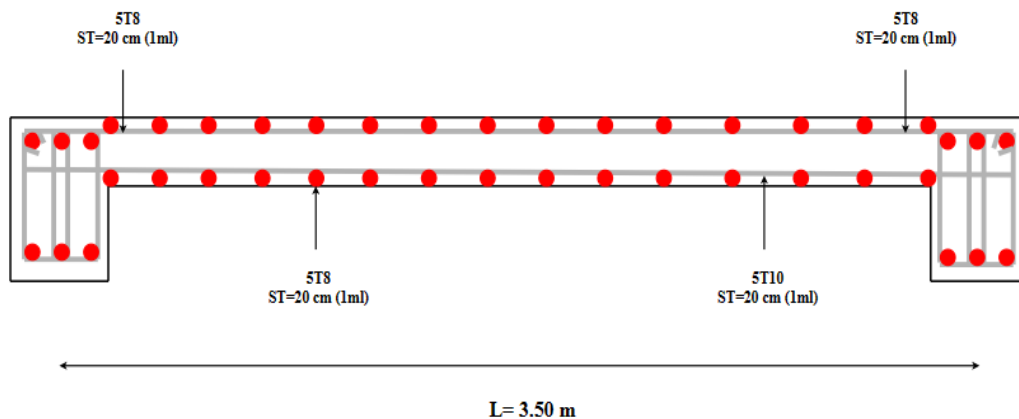


Figure.III.49: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.

III .6. Calcul des balcons :

III.6.1 Introduction :

Les balcons sont des plaques minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Le calcul des balcons se fait selon le mode de fonctionnement et tout dépend de la configuration de la dalle (condition aux limites) Si le balcon est une dalle pleine encastrée dans une poutre dans ce cas il sera calculé comme une poutre console Si le balcon est une dalle pleine sur deux appuis (en L), trois ou quatre appuis, le calcul dans ce cas se fait de la même manière que celui des dalles pleines.

- Dans notre cas on deux types des balcons reposant sur trois appuis. Le calcul se fait comme une dalle pleine

On a $e = 15\text{cm}$

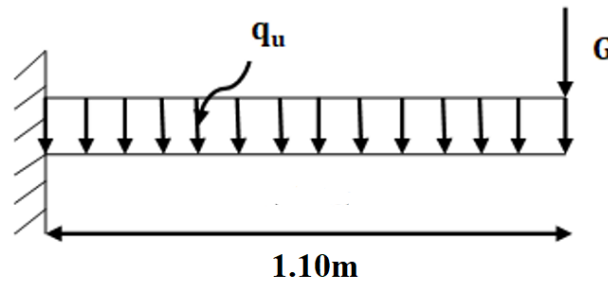


Figure III.50: Schéma statique du balcon

III.6.1. Evaluation des charges :

- Charge permanente : $G = 5.33 \text{ KN/m}^2$

- Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

❖ **ELU :**

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5) \times 1\text{m}$$

$$q_u = 12.44 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = 5.33 + 3.5 = 8.83 \text{ KN/ml}$$

l_x : La plus petite dimension du panneau.

l_y : La plus grande dimension du panneau.

Le calcul d'une dalle pleine dépend essentiellement du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

Si $\rho \leq 0.4$ La dalle travaille suivant un seul sens.

Si $\rho > 0.4$ La dalle travaille suivant les deux sens.

$$l_x = 1.10 \text{ m} ; l_y = 2.90\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.10}{2.90} = 0.379 < 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant un seul sens (l_x).

III.6.2 Détermination de l'effort tranchant et moment fléchissant :

✓ **ELU**

a) **Moment fléchissant :**

$$M_U = \frac{q_u \times l^2}{2} \times P_u \times l = \frac{12.445 \times 1.10^2}{2} \times 1.35 \times 1.10$$

$$M_u = 9.014 \text{ KN.m}$$

b) **Effort tranchant :**

$$T_u = q_u \times l + p_u = 12.445 \times 1.10 + 1.35$$

$$T_u = 15.039 \text{ KN.m}$$

✓ ELS

a) Moment fléchissant :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} \times P_s \times l = \frac{8.83 \times 1.10^2}{2} \times 1 \times 1.10$$

$$M_u = 6.442 \text{ KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$T_s = q_s \times l + p_s = 8.83 \times 1.10 + 1$$

$$T_s = 10.713 \text{ KN.m}$$

III.6.3. Ferrailage du balcon :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b = 1\text{ m}$ et d'épaisseur $e = 15\text{ cm}$

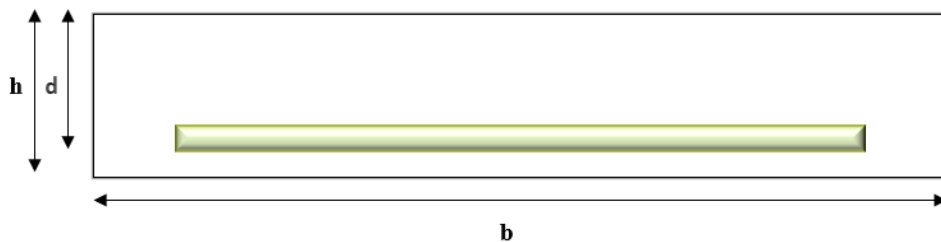


Figure III.51 : Section d'un balcon à ferrailer

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = 0.9h = 13.5\text{ cm}$$

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

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

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

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{9.014 \times 10^6}{14.17 \times 1000 \times 135^2} = 0.034$$

$$\mu = 0.034 < \mu_{lim} = 0.392$$

Donc : les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$\mu = 0.034 < \mu_l = 0.186 \text{ (Pivot A)}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.034})$$

$$\alpha = 0.0432$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 13.5 (1 - 0.4 \times 0.0432)$$

$$Z = 132.667 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\sigma_s \times Z} = \frac{9.014 \times 10^6}{348 \times 132.667}$$

$$A_s = 1.952 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91A.4.2.1] [3]**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{400} = 101.43 \text{ mm}^2$$

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

$$\text{Donc : } A_s = \max (A_s; A_{\min}) = \max (1.63 ; 1.952)$$

$$\text{Alors : } A_s = 1.952 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc on adopte : } 7T10 = 5.50 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.952 \text{ cm}^2 \leq A_{\text{adopt}} = 5.50 \text{ cm}^2 \rightarrow (\text{CV}).$$

Donc pas de risque de rupture par cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

L'espacement :

$$s_t \leq \min (3h ; 33m)$$

$$s_t \leq \min (45; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

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

Les armatures répartition :

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ cm}^2$$

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

$$\text{On prend } 7T8 (A_{\text{adopt}} = 3.52 \text{ cm}^2).$$

L'espacement :

$$s_t \leq \min (3h ; 33m)$$

$$s_t \leq \min (45 ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

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

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

Selon le **BAEL91 modifié99 chapitre 13, III.2.1**. On doit vérifier la condition ci-après [3]

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

la fissuration est jugée préjudiciable (BAEL 91 A.5.1, 1)[3]

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\overline{\tau_u} = \min (2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.039 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.111 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } 0.111 \leq 2.5$$

III.6.4. Vérification des contraintes à ELS :

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

La position de l'axe neutre

$$\frac{1}{2} b y^2 + n (y - d') A_s' - n A_{st} (d - y) = 0$$

$$n = 15$$

$$A_s' = 0$$

$$A_{st} = 5.50 \text{ cm}^2$$

$$y^2 + 0.708y - 9.588 = 0$$

$$\Delta = 38.733 \Rightarrow \begin{cases} Y1 = -5.616 \\ Y2 = 3.96 \end{cases}$$

On prend : $Y = 3.96$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3} b y^3 + n A_s' (d - y)^2 + n A_{st} (d - y)^2 = 0$$

$$I = 9578.42 \text{ cm}^4$$

y : Distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

I : Moment d'inertie

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y$$

$$\sigma_{bc} = \frac{6.442 \times 10^6}{9578.42 \times 10^4} \times (3.96 \times 10)$$

$$\sigma_{bc} = 2.6633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.663 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

➤ Vérification de la flèche à ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1: \frac{h}{L} = \frac{15}{110} = 0.136 > \max \left[\frac{M_t}{10M_0} ; \frac{1}{16} \right] = 0.07 \Rightarrow (\text{CV}) \\ 2: \rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{3.6}{f_e} \Rightarrow \frac{5.50}{100 \times 13.5} = 0.004 \leq 0.009 \Rightarrow (\text{CV}) \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

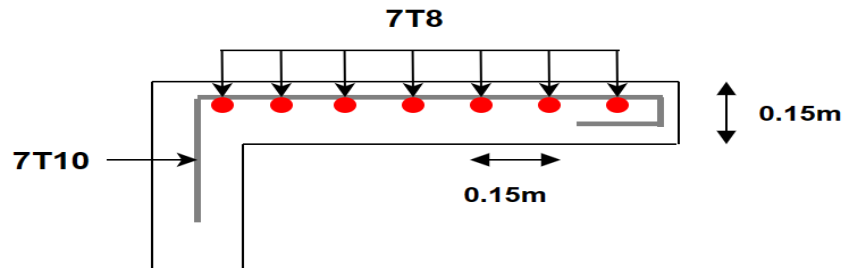


Figure.III.52: Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.

III.7. L'ascenseur :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle.

III.7.1. Pré dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.

Nous avons deux conditions à vérifier :

a) Résistance à la flexion :

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

$$\frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

$$4 \text{ cm} \leq e \leq 4.5 \text{ cm}$$

b) Condition de l'E.N. A :

L'entreprise nationale des ascenseurs (**E.N.A**) ne préconise que l'épaisseur de la dalle soit $e \geq 25 \text{ cm}$

On prend : **e= 25 cm**

III.7.2. Détermination des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{poids de la dalle en béton armé})$$

$$G_2 = 22 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{poids du revêtement})$$

$$G_3 = G_1 + G_2 = 5 + 1.1 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

- F_c : charge du à la cuvette = 145 KN

$$G_4 = \frac{F_c}{s} = 145 \frac{4.41}{s} = 53.70 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{poids de la machine})$$

$$G_{\text{totale}} = G_3 + G_4 = 6.1 + 53.70 = 59.8 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{\text{totale}} = 59.8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$$

III.7.3. Combinaison des charges :

✓ **E.L.U** : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 82.23 \text{ KN/m}^2$

✓ **E.L.S** : $q_{\text{ser}} = G + Q = 60.8 \text{ KN/m}^2$

III.7.4. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 côtés.

➤ **Calcul de « ρ » :**

$$0.4 < \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.50}{1.80} = 0.83 < 1$$

❖ La dalle travail dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

➤ **E.L.U** :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.053 \Rightarrow M_x = 9.805 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.640 \Rightarrow M_y = 6.275 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon les conditions d'encastrement d'appuis, on obtient les moments suivants :

✓ **Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 8.334 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 5.33 \text{ KN.m}$$

✓ **Moments sur appuis :**

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 2.941 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 1.88 \text{ KN.m}$$

$$M_a = \text{Max} (M_{ax} ; M_{ay}) = 2.941 \text{ KN.m}$$

III.7.5. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machine se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section (b x h) = (100 x 20) cm² qui travaille en flexion simple.

On a: b = 100 cm; h = 20 cm; d = 0,9 ; σ_{bc} = 14,17 MPa; σ_s = 348 MPa

Désignation		M_t (KN. m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	Sens x-x	8.334	0.018	0	1.012	10.713	2.235	4T10	3.14
	Sens y-y	5.33	0.011	0	1.064	10.339	1.48	4T10	3.14
Appui	Sens x-x	2.941	0.0064	0	1.108	10.022	0.84	4T10	3.14
	Sens y-y	2.941	0.0064	0	1.108	10.022	0.84	4T10	3.14

Tableau III.22 : Récapitulatif des résultats de ferrailage.

Espacement :**✓ En travée :**

$$s_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} (\text{sens x-x}) \Rightarrow (\text{CV}). \\ \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} (\text{sens y-y}) \Rightarrow (\text{CV}). \end{cases}$$

✓ En appui :

$$s_t = \begin{cases} \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} (\text{sens x-x}) \Rightarrow (\text{CV}). \\ \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} (\text{sens y-y}) \Rightarrow (\text{CV}). \end{cases}$$

➤ Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est

Vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b d_{u_{c28}}}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 48.60 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 47.75 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{46.254 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.256 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{CV}).$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.7.6. Vérification :

a) Vérification des contraintes :

➤ Béton :

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

➤ Acier :

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa}$$

Acier :

$$\eta = 1.6 \text{ pour } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.83$$

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} L_x^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.060 \Rightarrow M_x = 8.208 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.774 \Rightarrow M_y = 6.352 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Moments en travées :

$$M_{tx} = 0, 85 M_x = 6.976 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0, 85 M_y = 5.392 \text{ KN.m}$$

✓ Moments sur appuis :

$$M_a = \max(0, 3M_x; 0, 3M_y) = 462 \text{ KN.m}$$

➤ Détermination de la valeur de « y » :

$$\frac{1}{2} b y^2 + n A'_s (y - c')^2 - n A_s (d - y) = 0 \quad \text{avec : } n = 15$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{b y^3}{3} + n A'_s (d - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Les résultats trouvés en travée et sur appui dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

Désignation		M_t (KN. m)	$A_s(cm^2)$	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	(x-x)	8.334	3.14	3.673	11319.62	2.704	Vérifiée
	(y-y)	5.33	3.14	3.673	11319.62	1.729	
Appuis		2.941	3.14	3.673	11319.62	0.954	

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de la dalle en travée et sur appuis dans les deux sens.

b) Vérification de la condition de non fragilité :

$h = 20\text{cm}$; $b = 100\text{cm}$

$$\begin{cases} A_x \geq \rho_0 \frac{(3 - \rho)}{2} bh = 1.736 \text{ cm}^2 \\ A_y \geq \rho_0 bh = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰} & \text{pour les barres à haute adhérence} \\ \rho_0 = \frac{L_x}{L_y} = 0.83 \end{cases}$

Sens Lx-x :

✓ Sur appuis : $A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.736 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(CV)}$.

✓ En travée : $A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.736 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(CV)}$.

Sens Ly-y :

✓ Sur appuis : $A_y = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(CV)}$.

✓ En travée : $A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 1.60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{(CV)}$.

c) Vérification de la flèche : (BAEL 91) La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées **(B.A.E.L.91modifié 99) [2]** :

Avec : $h = 0.20 \text{ m}$ et $l = 1.80 \text{ m}$.

$$A_{st_t} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad 0.11 > 0.062 \quad \Rightarrow \text{(CV)}.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \quad 0.11 > 0.085 \quad \Rightarrow \text{(CV)}.$$

$$\frac{A_{sapp}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad 0.0017 < 0.0105 \quad \Rightarrow \text{(CV)}.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

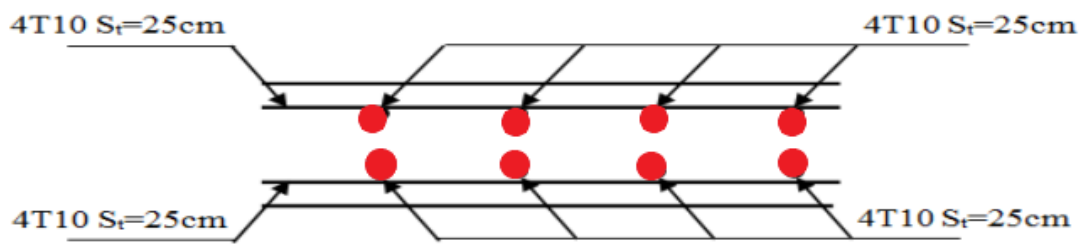


Figure III .53. Vue en coupe du ferrailage de la dalle

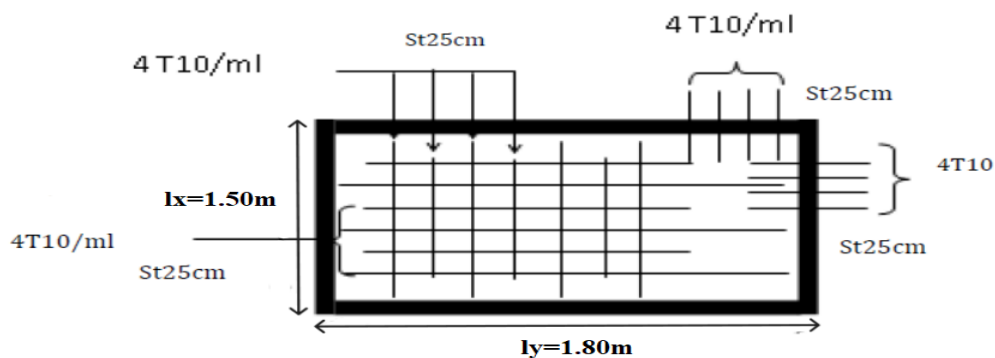


Figure.III.54: Disposition constructive des armatures de l'ascenseur.

III.8. Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu déterminer le ferrailage des éléments secondaires de notre structure, et ceci on répond à toutes les exigences du RPA99 version 2003, BAEL 91 modifié en 99, et le CBA 93.

Après les calculs on a trouvé :

1. L'acrotère :

- ✓ Les armatures longitudinales : **4T8**
- ✓ Les armatures transversales : **4T8**

2. Les escaliers :

- Les armatures longitudinales :

Appui : **T** travée : **T**

- Les armatures transversales : **T**

- ✓ La poutre palière :

- Les armatures longitudinales :

Appui : **T +T** travée : **T +T**

Les armatures transversales : **cadre T+ étrier T**

3. Les planchers :

Les armatures longitudinales :

Appui intermédiaire : **T** travée : **HA**

Appui de rive : **HA**

Les armatures transversales : **étrier Φ**

4. L'ascenseur : - Sens x-x :

Appui : **T** travée : **T**

- Sens y-y :

Appui : **T** travée : **T**



CHAPITRE IV

Étude sismique

IV.1. Introduction

Certaines catastrophes naturelles sont imprévisibles notamment les tremblements de terre les secousses sismiques sont sans doute celles qu'ont le plus d'effets de structures dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

IV.2. Objectifs de l'étude sismique

L'étude parasismique nous permet d'estimer les valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3. Méthodes de calcul sismique :

D'après le RPA 99 v 2003, Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes [1] :

IV.3.1 La méthode statique équivalente :

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

IV.3.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente RPA99/V 2003 [1] :

- a) Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation 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, en outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : - tous groupes

Zone II : - groupe d'usage 3.

- groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.

- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 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 8m.

IV.3.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.3.3. La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

Peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Présentation du logiciel auto desk robot structural analysais 2014

Le robot auto desk structural analysais est une application logicielle collaborative polyvalente et rapide destinée à calculer, modéliser, analyser et dimensionner les différentes structures d'ingénierie (bâtiment, travaux public, construction hydraulique).

Robot offre de nombreuses possibilités pour effectuer l'analyse statique et dynamique avec complément de conception et de vérification des structures en béton armé. Ainsi, facilite l'interprétation des résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure et de créer la documentation pour la structure étudiée (note de calcul). Il est basé sur la méthode des éléments finis.

IV.5. Modélisation

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

L'étude de cette structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions l'aide du logiciel Auto desk robot structural analysais 2014.

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitation avec une minoration.

$W = G + \beta \times Q$ Avec : $\beta = 0.2$ (bâtiment d'habitation).

IV.5.1. Critères de classification :

- Zone sismique (zone IIa) [RPA 99 V 2003 \[1\]](#)
- Groupe d'usage : Bâtiment d'habitation et commercial R+7 (groupe 2) [RPA 99 V 2003 \[1\]](#)
- Sol de fondation catégorie S3 : Site meuble
- Système de contreventement : mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portique –voiles (R= 7) Tableau 4.3 [RPA 99 V 2003](#).

IV.5.2. Hypothèses de calcul :

- Règles : [RPA 99 V 2003 \[1\]](#)
- Bâtiment : groupe d'usage 2

- Béton ordinaire : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier $f_e \text{ E400}$

IV.5.3. Combinaisons des charges :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q + E \begin{cases} G + Q + E_X \\ G + Q + E_Y \end{cases}$
- $G + Q - E \begin{cases} G + Q - E_X \\ G + Q - E_Y \end{cases}$
- $0.8G + E \begin{cases} 0.8G + E_X \\ 0.8G + E_Y \end{cases}$
- $0.8G - E \begin{cases} 0.8G - E_X \\ 0.8G - E_Y \end{cases}$

IV.5.4. Étapes de la modélisation [6]

La modélisation sur logiciel Auto desk robot structural analysais 2014 consiste en les étapes suivantes [1] :

- ✓ Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux).
- ✓ Définir la géométrie du modèle.
- ✓ Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections ... etc.) et les assigner aux éléments
- ✓ Spécifier les conditions aux limites (appuis et les diaphragmes)
- ✓ Définir les cas de charge (Statique et dynamique) et les appliquer aux éléments.
- ✓ Spécifier les options d'analyse (options de l'analyse modale).
- ✓ Exécuter l'analyse et apporter des corrections au modèle s'il y a lieu.
- ✓ Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats etc.)

IV.5.5. Phase d'analyse :

IV.5.5.1. Le spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T}{T_1} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 0.3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 0.3s \end{cases}$$

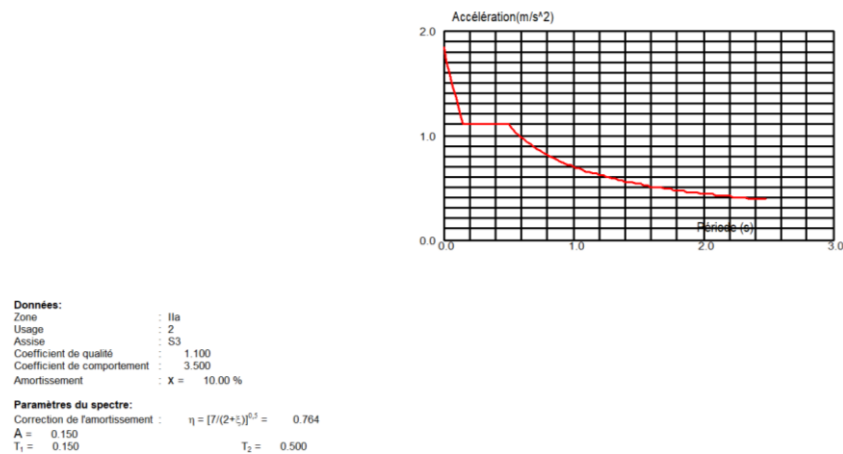


Figure IV.1 : Données du spectre de réponse (sens x)

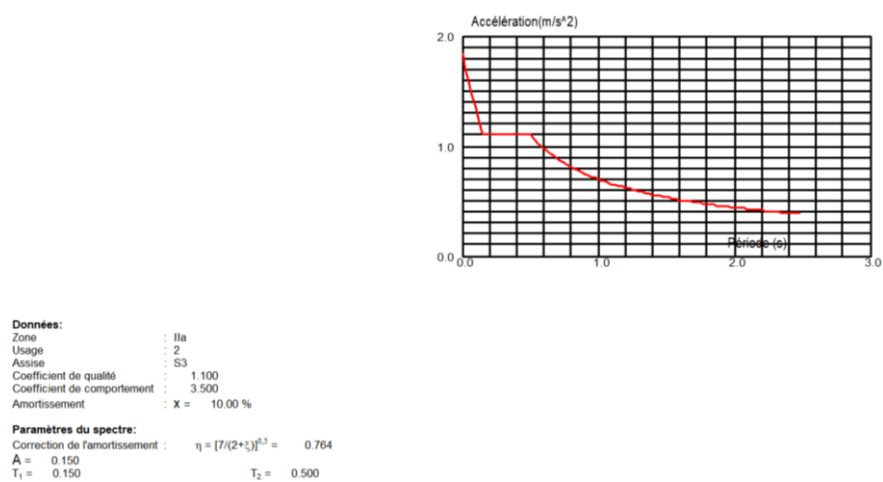


Figure IV.2 : Données du spectre de réponse (sens Y)

IV.5.5.2. Modèle 3D et en plan de la structure :

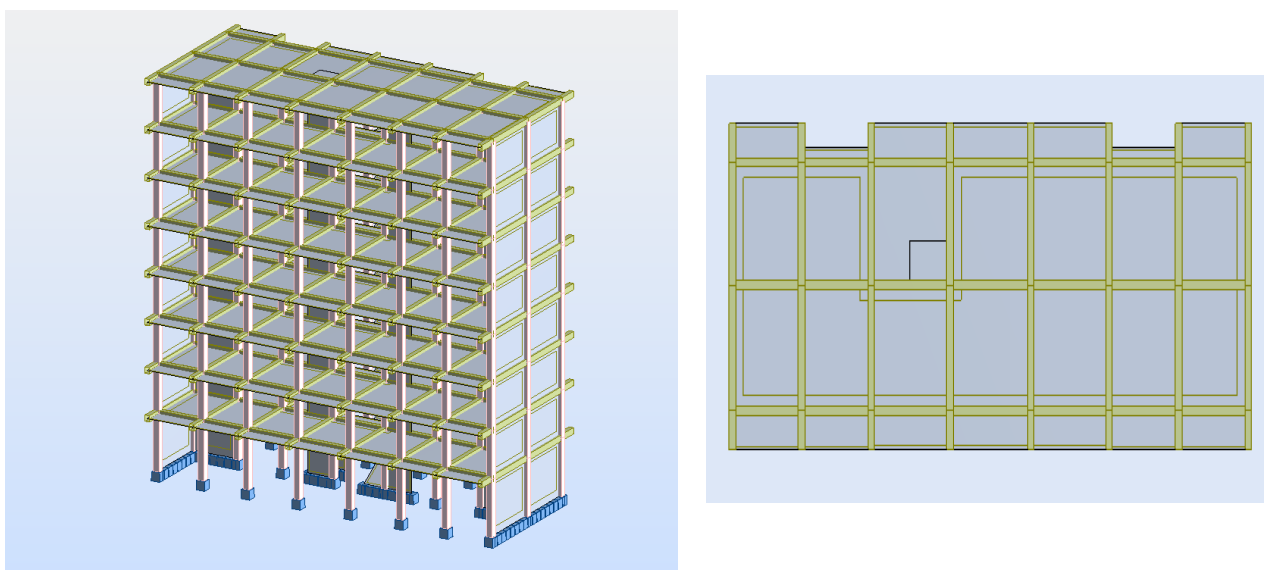


Figure IV.3 : Modèle 3D et en plan de la structure.

D'après la modélisation de la structure, il faut rigidifier les étages par un diaphragme pour donner un seul déplacement dans chaque étage et après lancer l'analyse.

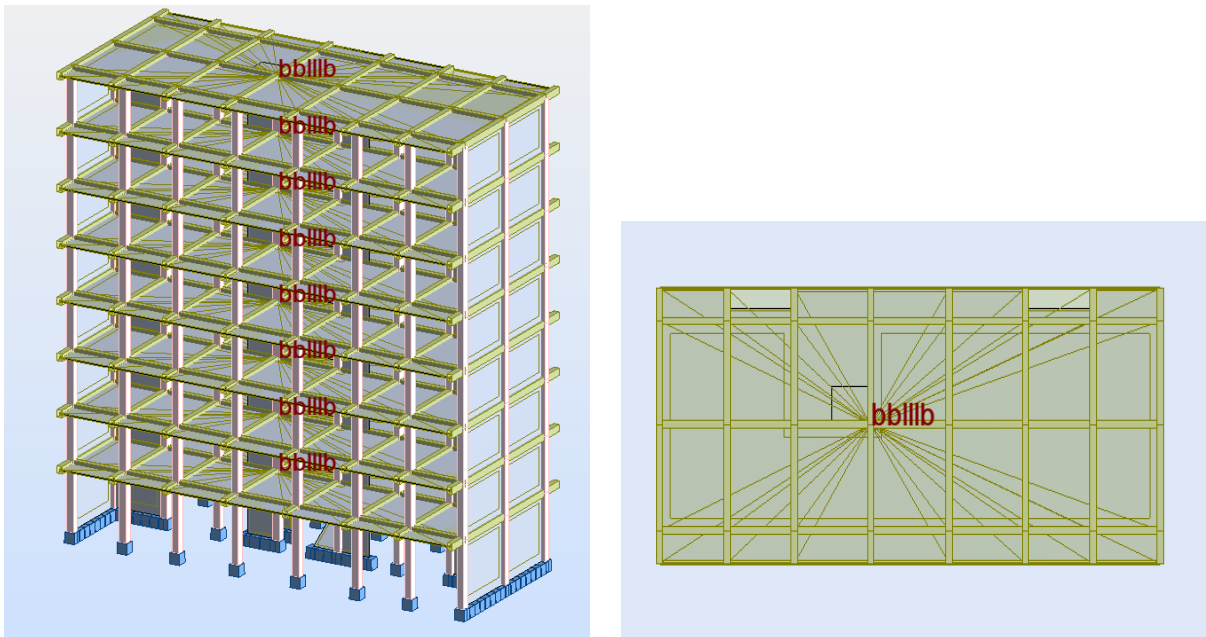


Figure IV.4 : Diaphragme de la structure 3D et en plan.

IV.5.5.3. Disposition des voiles :

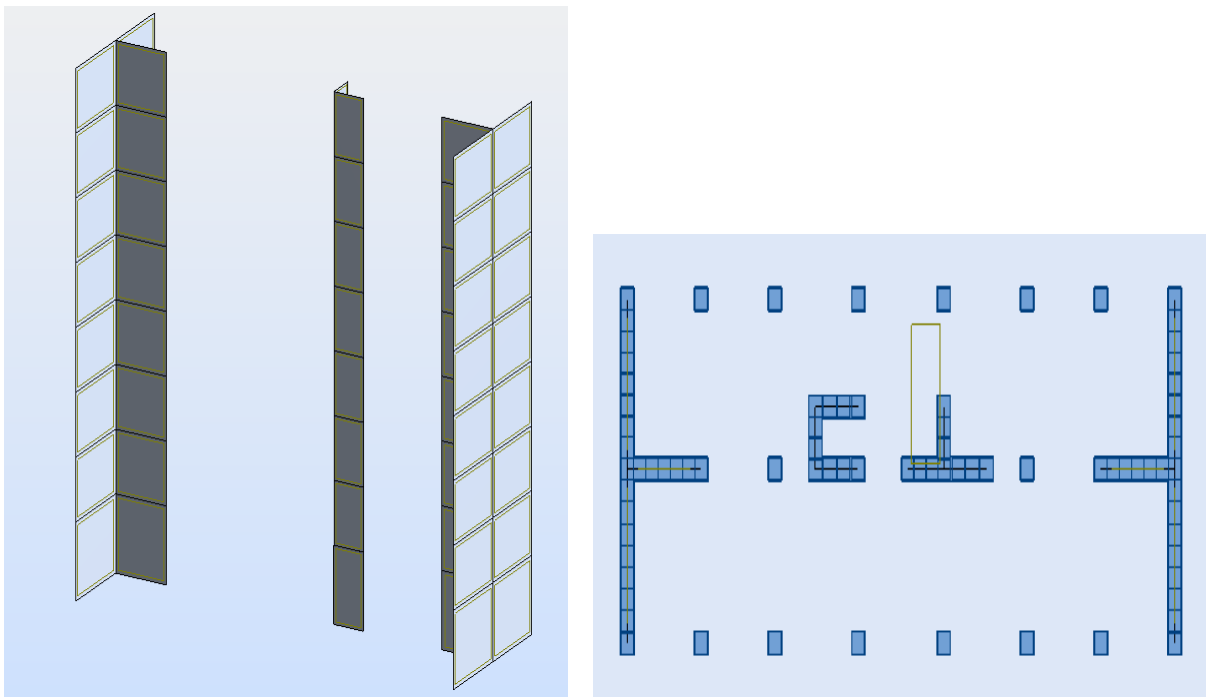


Figure IV.5 : Disposition des voiles

IV.5.5.4. Résultats de l'analyse dynamique par Auto desk robot structural analysais 2014 :

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas UX [t]	Tot.mas UY [t]	Tot.mas UZ [t]
3/ 1	1.77	0.57	70.17	0.00	0.00	70.17	0.00	0.00	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 2	2.73	0.37	70.17	67.06	0.00	0.00	67.06	0.00	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 3	3.78	0.26	70.18	67.75	0.00	0.01	0.69	0.00	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 4	6.99	0.14	87.67	67.75	0.00	17.49	0.00	0.00	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 5	11.71	0.09	87.67	88.12	0.09	0.00	20.37	0.08	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 6	12.77	0.08	87.68	88.39	38.18	0.01	0.27	38.09	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 7	13.41	0.07	87.70	88.43	38.49	0.02	0.04	0.31	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 8	14.24	0.07	87.70	88.62	45.44	0.00	0.19	6.95	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 9	14.78	0.07	87.81	88.71	51.17	0.11	0.09	5.74	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 10	14.95	0.07	92.53	88.73	51.49	4.72	0.02	0.32	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 11	15.02	0.07	93.55	88.76	54.72	1.02	0.04	3.23	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 12	16.21	0.06	93.56	88.93	55.32	0.01	0.17	0.60	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 13	16.66	0.06	93.56	88.95	56.89	0.00	0.02	1.57	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 14	16.81	0.06	93.56	88.97	59.66	0.00	0.02	2.77	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 15	16.89	0.06	93.56	88.97	60.02	0.00	0.00	0.37	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 16	18.09	0.06	93.57	88.97	60.66	0.00	0.00	0.64	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 17	18.76	0.05	93.57	88.98	60.85	0.00	0.01	0.19	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 18	19.39	0.05	93.58	89.00	64.88	0.01	0.01	4.03	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 19	20.12	0.05	93.58	89.00	66.34	0.00	0.00	1.46	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 20	21.41	0.05	93.58	89.00	68.45	0.00	0.01	2.11	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 21	22.56	0.04	94.41	89.00	68.50	0.83	0.00	0.05	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 22	22.66	0.04	94.69	89.01	68.52	0.28	0.01	0.03	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 23	23.48	0.04	94.69	89.02	68.56	0.00	0.01	0.04	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 24	23.75	0.04	96.00	89.02	68.58	1.31	0.00	0.01	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 25	24.27	0.04	96.04	89.06	68.64	0.03	0.04	0.07	2234.16	2234.16	2234.16
3/ 26	24.51	0.04	96.04	93.79	68.65	0.00	4.73	0.01	2234.16	2234.16	2234.16

→ translation suivant X
→ translation suivant Y
→ torsion

Figure IV.6 : Périodes et taux de participation massique de la structure.

Constatation :

- ✓ Ce modèle présente une période fondamentale $T = 0.57s$
- ✓ On doit retenir $K \geq 3\sqrt{N} \approx 26$ premiers modes, pour que la masse modale atteigne les 90% (Art 4.3.4 RPA99 v 2003) [1], Alors on aura 26 modes.

A partir de 26 ème mode la masse modale cumulée dépassé a 90% de la masse totale de la structure.

- ✓ La structure passe par trois modes (le 1 er mode translation suivant X, la 2 ème mode translation suivant Y et la 3 ème mode est une mode de torsion).

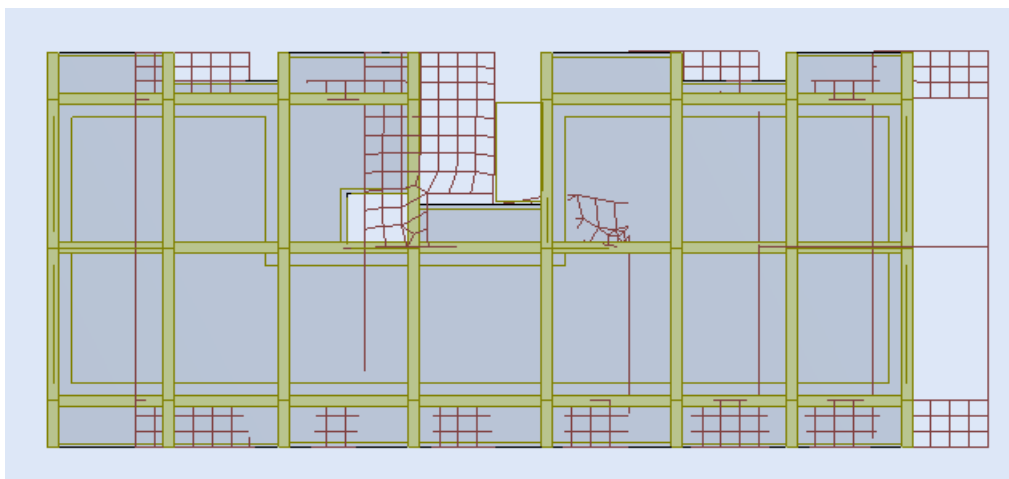


Figure IV.7 : 1 er mode : Translation suivant X : ($T = 0.57$)

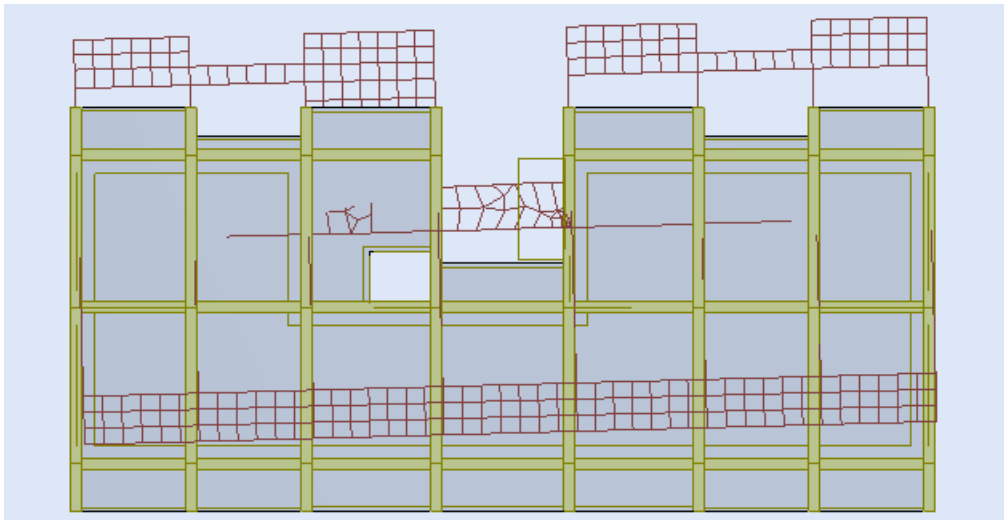


Figure IV.8 : 2 ème mode : Translation suivant Y :(T = 0.37s)

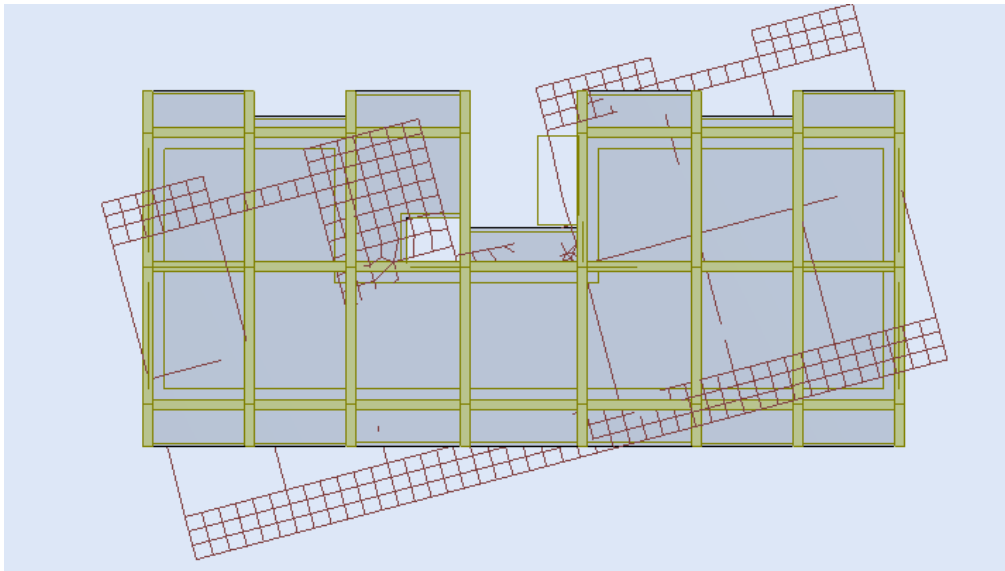


Figure IV.9 : 3 ème mode : Torsion (T = 0.26)

IV.5.5.5. Effets de la torsion accidentelle (article 4.3.7 [RPA99 v 2003](#)) [1] :

- **Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :**
 - **Centre de masse :**

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme). La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, balcons, Maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : La masse de l'élément i.

X_i et Y_i : Coordonnées du C D G de l'élément (i) par rapport au repère global.

- **Centre de rigidité (torsion)**

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

Note : Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus. Les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre eux il y a des mouvements de translation et rotation.

- **Caractéristiques géométriques :**

Etage	Lx(m)	Ly(m)	G (x ; y) (m)	R (x ; y) (m)	EXth (m)	EYth (m)	EXac (m)	EYac (m)
RDC	23	10.90	(11.48 ;5.53)	(11.49 ;5.69)	0.01	0.16	1.15	0.55
1 ^{er} étage	23	10.90	(11.48 ;5.53)	(11.49 ;5.69)	0.01	0.16	1.15	0.55
2 ^{ème} étage	23	10.90	(11.48 ;5.53)	(11.49 ;5.69)	0.01	0.16	1.15	0.55
3 ^{ème} étage	23	10.90	(11.48 ;5.53)	(11.49 ;5.69)	0.01	0.16	1.15	0.55
4 ^{ème} étage	23	10.90	(11.48 ;5.53)	(11.49 ;5.69)	0.01	0.16	1.15	0.55
5 ^{ème} étage	23	10.90	(11.48 ;5.53)	(11.49 ;5.69)	0.01	0.16	1.15	0.55
6 ^{ème} étage	23	10.90	(11.48 ;5.53)	(11.49 ;5.69)	0.01	0.16	1.15	0.55
7 ^{ème} étage	23	10.90	(11.48 ;5.53)	(11.49 ;5.69)	0.01	0.16	1.15	0.55

Tableau IV.1 : Centre de masse et centre de torsion de chaque étage.

IV.6. Vérification de coefficient de comportement :

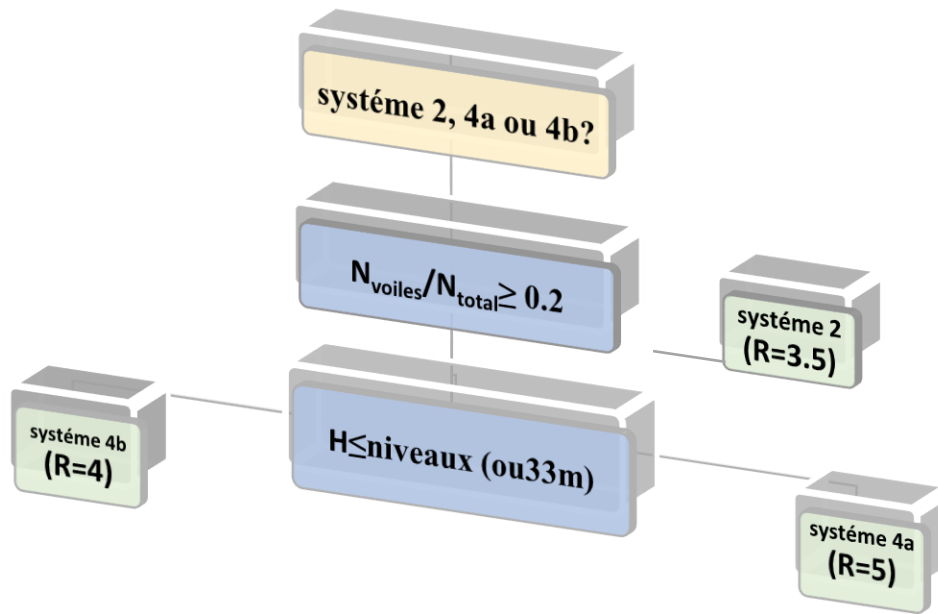


Figure IV.10 : classification entre système de contreventement avec voiles (RPA99-version 2003)

Les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dus aux charges verticales, et la sollicitation horizontale et reprise uniquement par les voiles

$$\frac{N_{voiles}}{N_{total}} \geq 0.2$$

$$\frac{952.45}{2234.16} = 0.42 \rightarrow 0.42 \geq 0.2 \Rightarrow \text{(CV)}$$

Donc on prend coefficient de comportement **R = 3.5**

IV.7. Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du RPA (version 2003) exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante : $N_{rd} = \frac{N}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3$ [1]

Où :

N : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

Fc28 : résistance caractéristique du béton.

Poteau	Nd (KN)	Bc m ²	F _{c28}	V	Observation
40/40	957.554	0.16	25	0.239	CV

Tableau IV.2 : Les valeurs de calcul l'effort normal réduit

IV.8. Calcul de la force sismique totale :(art 4.2.3)

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Coefficient d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

Ces valeurs sont obtenues après les classifications du projet d'après le tableau par RPA99 version 2003.

IV.8.1 Coefficient d'Accélération de Zone « A » : [1]

Le coefficient d'accélération de zone « A » est donné par le Tableau 4.1 des (RPA 99/Version 2003) suivant la zone sismique et le Groupe d'usage du bâtiment Pour notre projet : groupe usage2 et Zone IIa.

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1A	0.15	0.25	0.20	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

Figure IV.11 : Coefficient d'Accélération de Zone A.

Donc : A=0.15

IV.9. Vérification réglementaire

IV.9.1. Vérification de la période :

Les valeurs de T , calculées à partir des formules de Rayleigh ou de méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = \min [C_T h_N^{3/4}; 0.09 h_N / \sqrt{D}]$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le Tableau 4.7 du RPA99v 2003[1].

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Portiques auto-stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques auto-stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie	0.050

Figure IV.12 : Valeurs du coefficient C_T .

Dans notre structure on a Portiques auto-stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie donc $C_T=0.05$

D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

a- Sens X :

$$h_N = 25.16 \text{ m et } D = 23.4, C_T = 0.05$$

$$\text{Alors : } T = \min [0.468 ; 0.56s] \Rightarrow T = 0.468s$$

Nous avons :

$$T_{\text{empirique}} = \mathbf{0.46s}$$

$$T_{\text{dynamique}} = \mathbf{0.57s}$$

$$1.3 T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.46 = 0.598s$$

$$T_{\text{dynamique}} = 0.35s < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.386 \Rightarrow \mathbf{(CV)}.$$

b- Sens Y :

$$h_N = 25.16 \text{ m et } D = 8.70, C_T = 0.05$$

Alors: $T = \min [0.56 ; 0.76 \text{ s}] \Rightarrow T = 0.56 \text{ s}$

Nous avons :

$$T_{\text{empirique}} = 0.56 \text{ s}$$

$$T_{\text{dynamique}} = 0.37 \text{ s}$$

$$1.3 T_{\text{empirique}} = 1.3 \times 0.56 = 0.728 \text{ s}$$

$$T_{\text{dynamique}} = 0.37 \text{ s} < 1.3 T_{\text{empirique}} = 0.728 \Rightarrow \text{(CV)}.$$

IV.9.2. Vérification de la résultante des forces sismique à la base (article 4.3.6 RPA99 v 2003) :

Selon l'article 4.3.6 des règles [RPA99 V 2003](#), la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales lors de l'analyse modale spectrale, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques à la base déterminée par la **méthode statique équivalente [1]**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

A : coefficient d'accélération donné par le Tableau 4.1 RPA99v 2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas on a un groupe d'usage 2 en zone IIa.

Donc :

$$A = 0.15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

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

T₂ : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le Tableau 4.7 du RPA99v 2003.

$$T_2(s_3) = 0.5 \text{ s}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \epsilon)}} \geq 0.7$$

ζ (%): est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la Structure et de l'importance des remplissages donnée par le Tableau 4.7 du RPA99 v 2003 [1]

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

Tableau IV.3 : Valeurs de ζ (%)

D'où $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0.76 > 0.7 \Rightarrow \text{(CV)}.$

T : la période fondamentale de la structure.

Période fondamentale de la structure (T) peut être estimé à partir des formules empiriques.

a-Sens X :

$$T_X = 0.45 \text{ s} \quad \Rightarrow 0 \leq T \leq T_2$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \quad \Rightarrow D = 1.90$$

a-Sens Y :

$$T_Y = 0.56 \text{ s} \quad \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\text{Donc : } D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \Rightarrow D = 1.761$$

R : le coefficient de comportement global de la structure : **R= 3.5**

Q : le facteur de la qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q “ est satisfait ou non “ sa valeur est donnée par le Tableau 4.4 du RPA99v 2003[1] .

Pénalité	P _q	
	L'axe X	L'axe Y
1. condition minimale sur les fils de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0	0
4. régularité en élévation	0	0
5. controle de la qualité des matériaux	0.05	0.05
6. contrôle de la qualité de l'exécution	0	0

Tableau IV.4 : Valeurs de la p

- Le facteur de la qualité selon l'axe X :

$$Q = 1.10$$

- Le facteur de la qualité selon l'axe Y :

$$Q = 1.10$$

W : poids total de la structure

W est égale à la somme des poids W_i , calculé à chaque niveau (i) :

$$Q = \sum_1^5 W_i \quad \text{avec} \quad W = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuel, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le Tableau 4.5 du RPA99v 2003[1]

Cas	Type d'ouvrage	b
1	Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés	0.20
2	Bâtiments recevant du public temporairement :	0.30
	- Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout.	
	- salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0.40
3	Entrepôts, hangar	0.50
4	Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1.00
5	Autres locaux non visés ci-dessus	0.60

Tableau IV.5 : Valeurs du coefficient de pondération b.

Pour notre projet d'ouvrage (bâtiment d'habitation) : $\beta=0.2$

Donc : $W = 2234.16 \text{ t}$

-La force sismique statique à la base de la structure est :

$$V_X^{st} = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.10 \times 2234.16}{3.5} = 200.116 \text{ t}$$

$$V_Y^{st} = \frac{0.15 \times 1.90 \times 1.761 \times 2234.16}{3.5} = 185.47 \text{ t}$$

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le RPA prévoit de faire la vérification suivante l'article 4.3.6 RPA99 V 2003 [1]

$$v^{dyn} \geq 0.8v^{st}$$

Avec :

v^{dyn} : L'effort tranchant dynamique

si $v^{dyn} \geq 0.8v^{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport

$$0.8v^{st} / v^{dyn}$$

a-Sens X :

$$V_X^{st} \geq 0.8 \rightarrow V_X^{st} = 196.52 > 0.8v^{st} = 160.092 \text{ t} \Rightarrow CV.$$

b-Sens Y :

$$V_Y^{st} \geq 0.8 \rightarrow V_Y^{st} = 208.15 \text{ t} > 0.8 v^{st} = 148.376 \text{ t} \Rightarrow CV.$$

IV.9.3. Vérification vis-à-vis des déplacements (article 4.4.3 RPA99 v 2003) :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'Article 4.4.3 du RPA99v2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée [1]

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement du aux force F_i (y compris l'effet torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

L'article 5.10 RPA99 v 2003 exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta \leq 1 \% \times h_e$$

$$h_k = 1 \% \times h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage.

a-Sens X :

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_k	Observation
RDC	0.072	0.252	0.252	3.74	CV
1 ^{er} Étage	0.192	0.675	0.423	3.06	CV
2 ^{eme} Étage	0.342	1.20	0.525	3.06	CV
3 ^{eme} Étage	0.508	1.781	0.582	3.06	CV
4 ^{eme} Étage	0.681	2.385	0.604	3.06	CV
5 ^{eme} Étage	0.852	2.984	0.599	3.06	CV
6 ^{eme} Étage	1.018	3.563	0.579	3.06	CV
7 ^{eme} Étage	1.175	4.115	0.552	3.06	CV

Tableau IV.6 : Justification vis-à-vis des déplacements suivant X.

b-Sens Y :

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	Δ_k (cm)	h_k	Observation
RDC	0.031	0.109	0.109	3.74	CV
1 ^{er} Étage	0.046	0.164	0.164	3.06	CV
2 ^{eme} Étage	0.060	0.213	0.213	3.06	CV
3 ^{eme} Étage	0.071	0.249	0.249	3.06	CV
4 ^{eme} Étage	0.077	0.271	0.271	3.06	CV
5 ^{eme} Étage	0.080	0.282	0.282	3.06	CV
6 ^{eme} Étage	0.081	0.284	0.284	3.06	CV
7 ^{eme} Étage	0.079	0.279	0.279	3.06	CV

Tableau IV.7 : Justification vis-à-vis des déplacements suivant Y.

IV.9.4. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ (article 5.9 RPA99 v 203) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

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

Avec :

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculés suivant la formule ci-après

$$P_K = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau (K).

Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau (k - 1)

h_K : hauteur de l'étage (k) .

a-Sens X :

Niveau	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	h_k (cm)	θ	Observation
RDC	21916.809	0.252	1679.668	3.74	0.0087	CV
1 ^{er} Étage	19040.125	0.423	1629.244	3.06	0.0167	CV
2 ^{eme} Étage	16346.398	0.525	1540.17	3.06	0.0182	CV
3 ^{eme} Étage	13652.671	0.582	1414.602	3.06	0.0183	CV
4 ^{eme} Étage	10958.944	0.604	1247.341	3.06	0.0173	CV
5 ^{eme} Étage	8265.217	0.599	1036.818	3.06	0.0156	CV
6 ^{eme} Étage	5571.49	0.579	777.148	3.06	0.0135	CV
7 ^{eme} Étage	2877.763	0.552	451.946	3.06	0.0114	CV

Tableau IV.8 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens X.

b-Sens Y :

Niveau	P_K (KN)	Δ_K (cm)	V_K (KN)	h_k (cm)	θ	Observation
RDC	21916.809	0.109	1793.071	3.74	0.0035	CV
1 ^{er} Étage	19040.125	0.164	1739.999	3.06	0.0058	CV
2 ^{eme} Étage	16346.398	0.213	1632.384	3.06	0.0069	CV
3 ^{eme} Étage	13652.671	0.249	1483.860	3.06	0.0074	CV
4 ^{eme} Étage	10958.944	0.271	1309.340	3.06	0.0074	CV
5 ^{eme} Étage	8265.217	0.282	1104.507	3.06	0.0068	CV
6 ^{eme} Étage	5571.49	0.284	841.599	3.06	0.0061	CV
7 ^{eme} Étage	2877.763	0.279	481.183	3.06	0.0053	CV

Tableau IV.9 : Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens Y.

Nous voyons que θ est toujours inférieur à 0.1, pour chaque niveau « k » et dans les deux sens, on peut donc négliger l'effet P- Δ dans le calcul de éléments structuraux.

IV.9.5. Vérification de la stabilité au renversement (Article 4.4.1 RPA99 v 2003) :

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique. Il faut vérifier que [1] :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisant

$$M_s = w \cdot \frac{L}{2}$$

M_r : Moment renversant

$$M_r = F \cdot y_g$$

W : poids de la structure

F : force sismique à la base.

a-Sens X :

Niveau	h_k (m)	V_y (KN)	F_y (KN)	H_1 (m)	M_r (KN.m)	W (KN)	y_g (m)	M_s (KN.m)
RDC	3.74	1793.071	53.074	3.74	198.496	2877.763	5.53	15908.06
1^{er} Étage	3.06	1739.999	107.613	6.80	731.768	2693.727	5.53	14896.31
2^{eme} Étage	3.06	1632.384	148.524	9.86	1464.446	2693.727	5.53	14896.31
3^{eme} Étage	3.06	1483.860	174.52	12.92	2254.798	2693.727	5.53	14896.31
4^{eme} Étage	3.06	1309.340	204.833	15.98	3273.231	2693.727	5.53	14896.31
5^{eme} Étage	3.06	1104.507	262.908	19.04	5005.768	2693.727	5.53	14896.31
6^{eme} Étage	3.06	841.599	355.416	22.10	7854.693	2693.727	5.53	14896.31
7^{eme} Étage	3.06	481.183	486.183	25.10	12232.364	2877.763	5.53	14896.31

Tableau IV.10 : Vérification de renversement dans le sens X

b-Sens Y :

Niveau	h_k (m)	V_x (KN)	F_y (KN)	H_1 (m)	M_r (KN.m)	W (KN)	y_g (m)	M_s (KN.m)
RDC	3.74	1679.66	50.42	3.74	188.58	2877.76	11.48	33034.44
1 ^{er} Étage	3.06	1629.24	89.07	6.80	605.70	2693.72	11.48	30923.985
2 ^{eme} Étage	3.06	1540.17	125.56	9.86	1238.10	2693.72	11.48	30923.985
3 ^{eme} Étage	3.06	1414.60	167.28	12.92	2161.36	2693.72	11.48	30923.985
4 ^{eme} Étage	3.06	1247.34	210.52	15.98	3364.15	2693.72	11.48	30923.985
5 ^{eme} Étage	3.06	1036.81	259.67	19.04	4944.11	2693.72	11.48	30923.985
6 ^{eme} Étage	3.06	777.14	325.20	22.10	7186.96	2693.72	11.48	30923.985
7 ^{eme} Étage	3.06	451.94	451.94	25.10	11370.96	2877.76	11.48	33065.496

Tableau IV.11 : Vérification de renversement dans le sens Y

Sens X :

$$\sum M_s = 120912.175 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_r = 33015.564 \text{ KN.m}$$

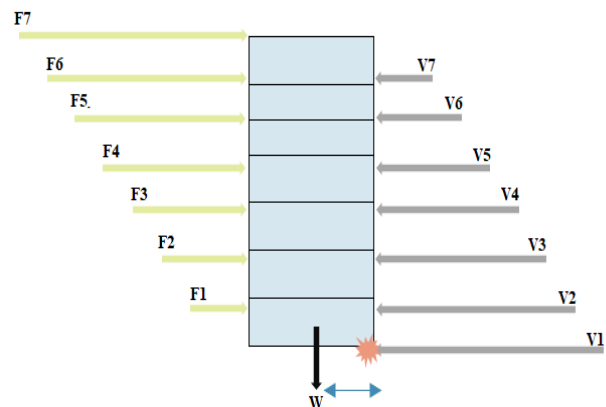
$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{20912.175}{33015.564} = 3.66 > 1.5 \Rightarrow \text{CV.}$$

Sens y :

$$\sum M_s = 251633.738 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_r = 31059.948 \text{ KN.m}$$

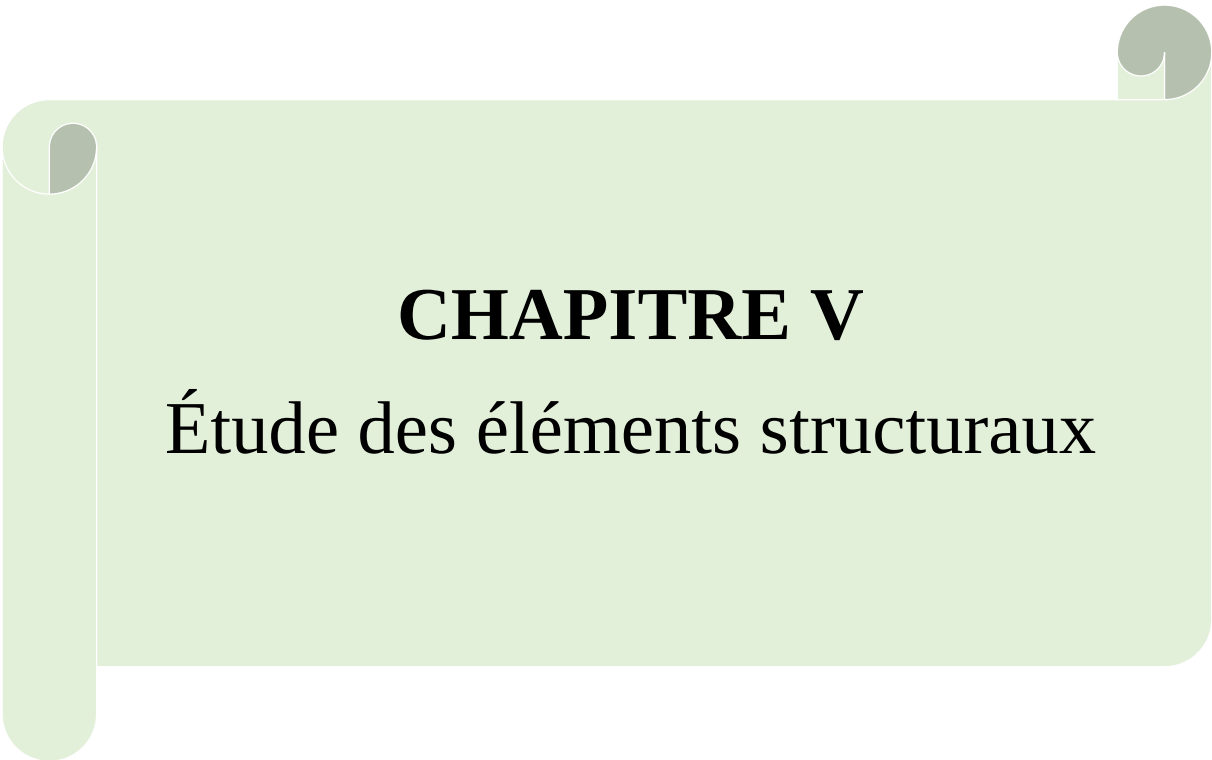
$$\frac{M_{\text{stabilisant}}}{M_{\text{renversement}}} = \frac{251633.738}{31059.948} = 8.10 > 1.5 \Rightarrow \text{CV.}$$



Donc notre structure est stable vis-à-vis le renversement dans les deux sens.

IV.10. Conclusion :

Reposons sur ces résultats obtenus dans cette étude dynamique, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux déferents chocs extérieurs, tel que le séisme après un ferrailage correcte.



CHAPITRE V

Étude des éléments structuraux

V.1. Introduction

Une structure en béton armé, doit avoir une réponse favorable aux différentes sollicitations qui sont dus soit aux charges verticales ou horizontales. Cependant le bon dimensionnement et la bonne disposition des éléments structuraux ramènent une résistance pour reprendre ces sollicitations ainsi qu'un ferrailage rigide et bien disposé.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable. On a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (ROBOT 2014), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments, pour les différentes combinaisons de calcul.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles

V.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts de plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple. Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable.

V.2.1. Les combinaisons de calcul :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- Selon **BAEL 91 [2]** :
 - ELU : $1.35 G + 1.5 Q$
 - ELS : $G + Q$
- Selon le R.P.A 99 [1] :
 - $G + Q \pm E$
 - $0.8 G \pm E$

V.2.2. Les poutres principales :

On prend la poutre la plus sollicitée de section (**30 × 40**) Les sollicitations de cette poutre sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2014 :

Moment fléchissant (KN.m)				Effort tranchant(KN)
En travée		EN APPUIS		76.67
M_u	M_{ser}	M_{acc}	M_{ser}	
35.72	26.10	-87.19	-60.51	

Tableau V.1 : Les sollicitations de la poutre principale la plus sollicitée.

V.2.2.1. Le ferrailage à l'ELU :

✓ **Disposition constrictive :**

-Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

-Le diamètre minimum est de 12 mm

-La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone IIa [4].

a) Ferrailage en travées :

$b = 30 \text{ cm}$;

$h = 40 \text{ cm}$;

$d = 36 \text{ cm}$;

$d' = 4 \text{ cm}$

$\gamma_b = 1.5$;

$\gamma_s = 1.15$;

$\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{35.72 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.16} = 0.064.$$

Calcul le moment réduit (μ) [7] :

$$\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l [1 - (0.4 \cdot \alpha_l)]$$

$$\alpha_l = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{sl}}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_{bc} 3.5\% \text{ et } \varepsilon_{sl} \frac{f_e}{E \cdot \gamma_s} = \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1.5} = 1.33$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1.33} = 0.724$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.724 \times [1 - (0.4 \times 0.724)]$$

$$\mu_l = 0.411$$

$$\mu = 0.064 < \mu_l = 0.411 \text{ donc :}$$

L'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 266.667 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.064}) = 0.082$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.04 \times 0.082 = 0.967$$

-La section fictive de l'acier tendu vaut :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times z} = \frac{35.72 \times 10^6}{360 \times 400 \times 0.967} = 256.520 \text{ mm}^2 = \mathbf{2.56 \text{ cm}^2}$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle [RPA \(Art 7.5.2.1\)](#) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièmes [\[4\]](#) :

$$A_{s\min} = \max \left[0.005 \cdot b \cdot h ; \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

$$A_{s\min} = \max \left[0.005 \cdot 30 \cdot 40 ; \frac{30 \cdot 40}{1000} ; 0.23 \cdot 30 \cdot 40 \frac{2.1}{400} \right]$$

$$A_{s\min} = \max [6 \text{ cm}^2 ; 1.2 \text{ cm}^2 ; 1.30 \text{ cm}^2]$$

Donc :

$$A_{s\min} = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et on a } A_s = \max [A_s ; A_{s\min}] \Rightarrow A_s = \max [2.544 \text{ cm}^2 ; 6 \text{ cm}^2]$$

$$\text{On adopte : } A_s = 6 \text{ cm}^2$$

Armature principale :

$$A_s = 6 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend 3 HA 14} + 3 \text{ HA 12 (} a_d = 8.01 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

Pourcentage maximal d'après le [RPA99V2003 \[4\]](#) :

- **4 % b h** en zone courante ($A_{s\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow$ (CV).
- **6 % b h** en zone de recouvrement ($A_{s\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow$ (CV).

b) Ferrailage en appuis :

$$\gamma_b = 1.15$$

$$\gamma_s = 1$$

$$\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$$

Calcul le moment réduit (μ) :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = \frac{78.19 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.16} = 0.142.$$

$$\mu = 0.064 < \mu_l = 0.393 \text{ donc :}$$

L'acier comprimé n'est pas nécessaire ($A_s' = 0$)

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.142}) = 0.192$$

$$\beta = 1 - 0.4 \times \alpha = 1 - 0.4 \times 0.192 = 0.923$$

La section fictive de l'acier tendu vaut :

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times z} = \frac{78.19 \times 10^6}{0.923 \times 360 \times 400} = 588.28 \text{ mm}^2 = \mathbf{5.88 \text{ cm}^2}$$

La section minimale d'acier tendu vaut :

Le ferrailage minimal imposé par la règle [RPA \(Art 7.5.2.1\)](#) et la règle de condition de non fragilité et la règle de millièrme [\[4\]](#) :

$$A_{s_{\min}} = \max \left[0.005 \cdot b \cdot h ; \frac{b \cdot h}{1000} ; 0.23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

$$A_{s_{\min}} = \max \left[0.005 \cdot 40 \cdot 40 ; \frac{40 \cdot 40}{1000} ; 0.23 \cdot 40 \cdot 40 \frac{2.1}{400} \right]$$

$$A_{s_{\min}} = \max [8 \text{ cm}^2 ; 1.2 \text{ cm}^2 ; 1.449 \text{ cm}^2]$$

Donc :

$$A_{s_{\min}} = 8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et on a } A_s = \max [A_s ; A_{s_{\min}}] \Rightarrow A_s = \max [5.88 \text{ cm}^2 ; 8 \text{ cm}^2]$$

On adopte : $A_s = 8 \text{ cm}^2$

Armature principale :

$$A_s = 8 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend 3 HA 16} + 3 \text{ HA 14 (ad} = 10.65 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

Pourcentage maximal d'après le [RPA99 V 2003 \[4\]](#) :

- **4 % b h** en zone courante ($A_{s_{\max}} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow$ (CV).
- **6 % b h** en zone de recouvrement ($A_{s_{\max}} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$) $\Rightarrow$ (CV).

V.2.2.2. Vérification de l'effort tranchant à ELU :

Selon le BAEL91 modifié 99 chapitre 13. III.2.1. On doit vérifier la condition ci-après [\[2\]](#) :

On doit vérifier :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

La fissuration est jugée préjudiciable ([BAEL 91 A.5.1, 1](#)) [\[2\]](#)

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{76.67 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.709 \text{ MPa}$$

Donc

$$0.709 \leq 3.33 \Rightarrow (CV).$$

L'espace des armatures transversales :

D'après [RPA 99 /V2003 article \(7.5.2.2\) \[4\]](#) :

✓ **Pour la zone nodale :**

$$St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right)$$

$$St \leq \text{Min} \left(\frac{40}{4} = 10 ; 12 \times 1.2 = 14.4 \right) = 10 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $St = 10 \text{ cm}$

✓ **Pour la zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : $St = 15 \text{ cm}$.

Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles [BAEL 91 modifié 99](#) on a :

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

Avec :

$K = 1$; pour la flexion simple.

$\alpha = 90^\circ$; pour les armatures droites.

$$A_t \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K) b S_t}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} = 11.356 \text{ mm}^2 = 0.113 \text{ cm}^2$$

On adopte : un cadre de $\Phi 8$ et une épingle de $\Phi 8$ ou $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$

D'après le [RPA99 V 2003\[4\]](#) :

La quantité d'armatures transversales minimales est de :

$$A_t \geq 0.3\% S_t b$$

$$A_t = 1.51 \text{ cm}^2 \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow (CV).$$

V.2.2.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

Avec :

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

- **En travée :**

-Le moment statique :

$$\frac{1}{2}by^2 - n A_{st} (d - y) = 0$$

Avec :

$$n = 15$$

$$A_{st} = 8.08 \text{ cm}^2$$

$$d = 36$$

$$b = 30$$

$$\frac{1}{2}300y^2 - 15 \times 801 (360 - y) = 0$$

$$\Delta = 121760.01 \Rightarrow Y1 = 134.420$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA_{st}(d - y)^2 = 0$$

$$I = 854279286 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{26.10 \times 10^6}{854279286} \times 134.42$$

$$\sigma_{bc} = 4.106 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.106 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(CV)}.$$

- **En appuis :**

-Le moment statique :

$$\frac{1}{2}by^2 - n A_{st} (d - y) = 0$$

Avec :

$$n = 15$$

$$A_{st} = 10.65 \text{ cm}^2$$

$$d = 36$$

$$b = 30$$

$$\frac{1}{2}300y^2 - 15 \times 1065 (360 - y) = 0$$

$$\Delta = 164702.25 \Rightarrow Y = 149.667$$

Détermination du moment d'inertie

$$I = \frac{1}{3}by^3 + nA_{st}(d - y)^2 = 0$$

$$I = 1041990771 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{60.51 \times 10^6}{1041990771} \times 149.667$$

$$\sigma_{bc} = 8.69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.69 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{CV}).$$

V.2.2.4. Vérification de la flèche à l'ELS :

Avant de passer directement à la vérification de la flèche, il faut qu'on examine d'abord les conditions qui nous dispensent de cette vérification. Ces conditions sont dictées pour le cas des poutres, par l'article B.6.5, 1 des règles BAEL91 modifié 99 comme suit [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \max \left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 M_0} \right) \\ L \leq 8 \text{ m} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Donc :

$$h = 0.40 \text{ m}$$

$$l = 4.20$$

$$A_{ST} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.095 \geq \max (0.062 ; 0.085) \Rightarrow (\text{CV}) \\ 4.20 \leq 8 \text{ m} \Rightarrow (\text{CV}) \\ 0.0055 \leq 0.0109 \Rightarrow (\text{CV}) \end{array} \right.$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.2.5. Schéma du ferrailage (poutre principale) :

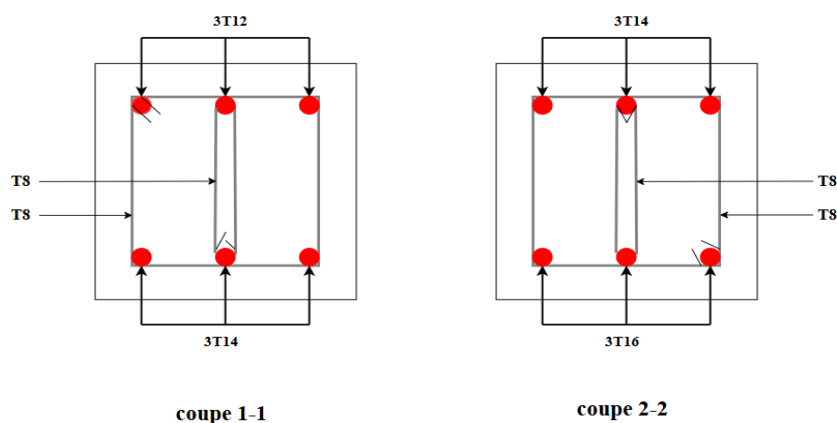


Figure V.1 : Schéma du ferrailage de la poutre principale.

V.2.3. Les poutres secondaires :

On prend la poutre la plus sollicitée de section (**30 × 35**). Les sollicitations de cette poutre sont obtenus à l'aide du logiciel ROBOT 2014.

Moment fléchissant (KN.m)				Effort tranchant (KN)
En travée		En appuis		42.43
M_u	M_{ser}	M_{acc}	M_{ser}	
13.04	9.41	74.67	19.40	

Tableau V.2 : Les sollicitations de la poutre secondaires la plus sollicitée.

V.2.3.1. Le ferrailage à l'ELU :

Remarque : Les résultats du ferrailage de la poutre secondaire est représentés sur le tableau suivant.

Section (cm ²)	Position	M (KN.m)	$A_{scalculé}(cm^2)$	$A_{s \text{ min}}$	$A_{sadoptée}(cm^2)$	Barres
30×35	En travée	13.04	1.05	5.25	8.01	3HA14+3HA12
	En appui	74.67	6.57	5.25	8.01	3HA14+3HA12

Tableau V.3 : Le ferrailage de la poutre secondaire.

L'espacement des armatures transversales :

D'après [RPA 99 /V2003 article \(7.5.2.2\) \[4\]](#) :

✓ **Pour la zone nodale :**

$$St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_1 \right)$$

On adopte d St = 10 cm

✓ **Pour la zone courante :**

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement de : St =15 cm.

Armatures transversales :

Suivant l'article A.5.1, 23 des règles BAEL91 modifié99 on a [\[3\]](#) :

$$\frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

O adopte : un cadre de $\Phi 8$ et une épingle de $\Phi 8$ ou $A_t = 1.51 \text{ cm}^2$

V.2.3.2. Vérification de l'effort tranchant à ELU :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{72.43 \times 10^3}{300 \times 315} = 0.766 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.766 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(CV)}$$

V.2.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS :

a) En travée :

$$Y = 134.420$$

$$I = 854279286 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.41 \times 10^6}{854279286} \times 134.42$$

$$\sigma_{bc} = 1.480 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.480 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

b) En appuis :

$$Y = 149.667$$

$$I = 1041990771 \text{ mm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{19.40 \times 10^6}{1041990771} \times 149.667$$

$$\sigma_{bc} = 2.786 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.786 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

V.2.3.4. Vérification de la flèche à l'ELS :

$$h = 0.35 \text{ m}$$

$$l = 3.60 \text{ m}$$

$$A_{ST} = 6.57 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} 0.972 \geq \max(0.0657 ; 0.085) \Rightarrow \text{(CV)} \\ 3.60 \leq 8 \text{ m} \Rightarrow \text{(CV)} \\ 0.0069 \leq 0.0109 \Rightarrow \text{(CV)} \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.3.5. Schéma du ferrailage (poutre principale) :

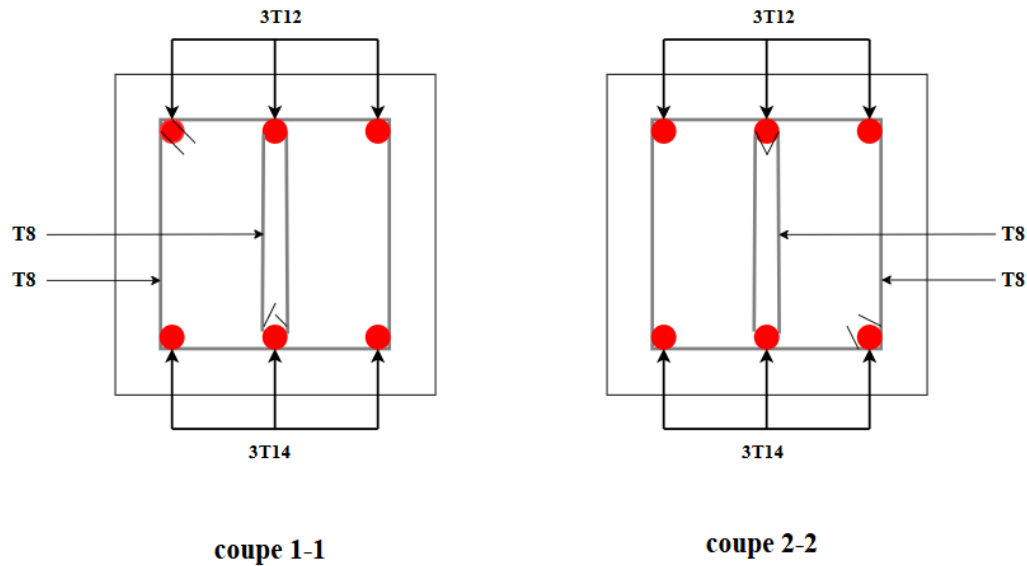


Figure V.2 : Schéma du ferrailage de la poutre principale.

V.3. Les poteaux

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

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal.

Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée (M, N). 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 : (RPA article 5.2.) [4]

$$\text{RPA99 (article 5.2):} \begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes :

- $M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$
- $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$

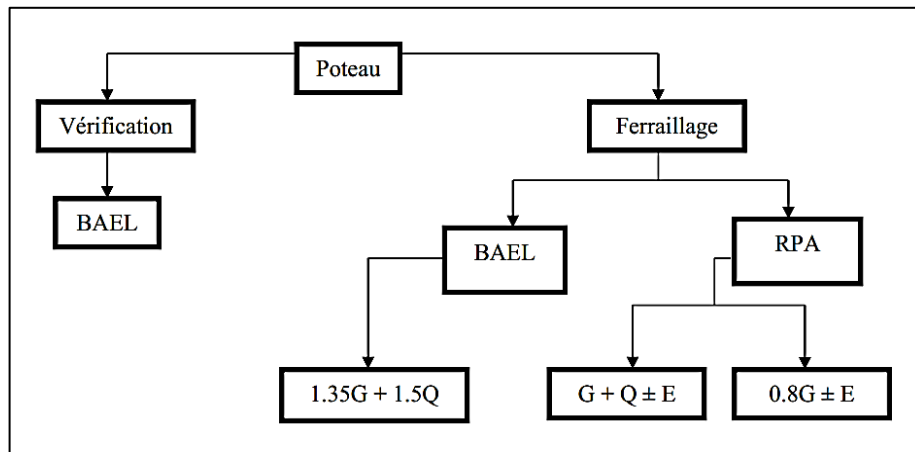


Figure V.3 : Schéma des Combinaisons de ferrailage des Poteaux

V.3.1. Les Recommandations du RPA 99 /2003 :

V.3.1.1. Les armatures longitudinales :

D'après le RPA99 version 2003, pour une zone sismique **IIa**, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :
 - $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 4\%$ Zone courante (Z.C)
 - $0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\%$ Zone de recouvrement (Z.R)

Avec A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale de $40 \varnothing$ en zone recouvrements (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.

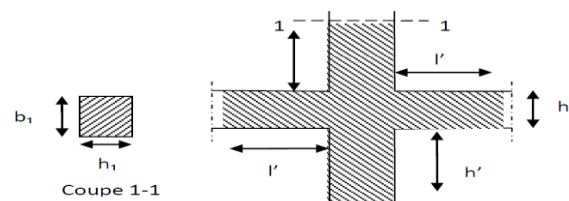


Figure V.4 : La zone nodale.

Section armature selon l'RPA99V2003 : [4]

$$A_{\min} = 8\% \times b \times a$$

$$A_{\max} = 4\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone courante.}$$

$$A_{\max} = 6\% \times b \times a \rightarrow \text{En zone de recouvrement.}$$

Section d'armature selon BAEL91 : [2]

$$A_{\min} = 0,2 \times \frac{B}{100}$$

$$A_{\max} = 5 \times \frac{B}{100}$$

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 et BAEL91 concernant notre ouvrage sont apportées dans le tableau ci-après.

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 et 7 étage	40 × 40	3.2	80	12.8	64	96

Tableau V.4 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

V.3.1.2. Les armatures transversales : RPA99 V2003 (article.7.4.2.2) [4]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h₁ : hauteur totale 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.

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5; \\ \rho = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5; \end{cases} \quad (\lambda_g \text{ élançant géométrique}).$$

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 :

$$\begin{cases} \text{Dans la zone nodale : } t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm}) & \text{En zone IIa} \\ \text{Dans la zone courante : } t \leq 15\phi_l & \text{En zone IIa} \end{cases}$$

Où : ϕ_l : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales $\left(\frac{A_t}{b_1 \times t}\right)$ est donnée comme suit :

$$\begin{cases} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \rightarrow A_t^{\min} = 0.3\%(t \cdot b_1) \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \rightarrow A_t^{\min} = 0.8\%(t \cdot b_1) \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \rightarrow \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

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 $\rightarrow l_f = 0,707 l_0$

l_0 : Hauteur libre d'étage.

- 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. Calcule 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 ± E**) suivants :

- Effort Normal,
- Effort Tranchant,
- Moment Fléchissant.

- Le résumées des sollicitations données par le logiciel ETABS.

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

$N > 0$: Effort de compression.

$N < 0$: Effort de traction.

	ELU		0,8G ± E		G + Q ± E		
	N _{max} → M _{corr}		N _{min} → M _{corr}		M _{max} → N _{corr}		V _{max}
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	V(KN)
Poteau 40×40	1153.22	5.09	59.13	54.70	86.63	57.82	33.88

Tableau V.5 : Les sollicitations dues aux poteaux.

- Exemple de calcul :

On calcule le poteau de section (40×40) et le reste des résultats de ferrailage seront donnés dans un tableau récapitulatif.

$$b = 40 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 36 \text{ cm} ; d' = 4 \text{ cm}$$

V.3.2.1. Armatures longitudinales :

$$N_{\max} = 1153.22 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{corr}} = 5.09 \text{ m}$$

$N_u > 0$: donc le poteau est soumis à un effort de compression

- Calcul de l'excentricité :

L'excentricité « e » est calculée comme suit :

$$e_G = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{5.09}{1153.22} = 0.0044 \text{ m}$$

$e_G = 0.044 \text{ m} < \frac{h}{2} - d' = \frac{0.36}{2} - 0.04 = 0.16 \text{ m} \rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section.

On doit vérifier la condition suivante :

$$(0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \geq N_u \times (d - d') - M_f$$

Moment fictif (M_f) :

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_f = 5.09 + 1153.22 \times \left(0.36 - \frac{0.4}{2} \right)$$

$$M_f = 189.60 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.4 \times 0.4 \times 14.16 \times 10^3 = 690.10 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u \times (d - d') - M_f$$

$$B = 1153.22 \times (0.4 - 0.04) - 189.60 = 241.65 \text{ KN.m}$$

Alors : $A \geq B \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée (SPC) et le calcul sera fait par la flexion simple.

$$\text{Alors : } N_u = 1153.22 \text{ KN ; } M_f = 189.60 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} \Rightarrow \mu_{ua} = \frac{186.60 \times 10^6}{14.16 \times 400 \times 400^2} = 0.209 \quad / \quad f_{bu} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$\mu_{ua} = 0.209 < 0.493 \Rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$0.209 < \mu_{lim} = 0.392 \Rightarrow \mu_{ua} < \mu_l$$

Donc : pivot A ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

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

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

$$\mu = 0.209 \Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0.29 \\ Z = 318.2 \text{ mm} \end{cases}$$

$$A_{calcul} = \frac{M}{\bar{\sigma}_s \cdot Z} \quad / \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa} \quad [1]$$

$$A_{calcul} = \frac{189.60 \times 10^6}{348 \times 318.2} = 1712.21 \text{ mm}^2$$

$$A_{calcul} = 17.12 \text{ cm}^2$$

$$A = A_{st} - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 1712.21 - \frac{1153.22 \times 10^3}{348} = -1601.29 \text{ mm}^2$$

La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimal

$$A_{min} (\text{BAEL}) = 3.2 \text{ cm}^2$$

Niveaux	Sections cm ²		A _{cal} cm ²	A _{min} cm ²	Choix cm ²	A _{adp} cm ²
	h	b				
RDC et 7 étages	40	40	17.12	12.8	6HA16+4HA12	20.6

Tableau V.6 : Ferrailages longitudinaux des poteaux.

V.3.2.2. Armatures transversales : (RPA article.7.4.2.2) [4]**➤ Section d'armature :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

On calcul les armatures transversales du poteau de section $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

$$\phi_{l \min} = 1.2 \text{ cm} ; L_f = 0,707L_0 = 0,707 \times 3,57$$

$$L_f = 2,52 \text{ m}$$

V_u: Effort tranchant de calcul V_{max},

h₁: Hauteur totale de la section brute,

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale,

t: L'espacement des armatures transversales.

- Calcul de l'espacement :

Selon RPA99 V 2003, l'espacement est pris égal à [1] :

$$\begin{cases} St \leq \min(10\phi L; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1.2; 15 \text{ cm}) = 12 \text{ cm} & \text{dans la zone nodal} \\ St \leq 15\phi L = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} & \text{dans la zone courant} \end{cases}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} St = 10 \text{ cm} & \text{dans la zone nodal} \\ St = 15 \text{ cm} & \text{dans la zone courant} \end{cases}$$

ρ_a: Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2.5 \text{ si l'élanement géométrique } & \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 \text{ si l'élanement géométrique } & \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \max \left[\frac{l_f}{a}, \frac{l_f}{b} \right]$$

Avec :

$$\lambda_g = \frac{2,52}{0,40} = 5.48 \approx 6.3 \Rightarrow \rho = 2.5$$

f_e: Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

$$\frac{A_t}{St} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times St = \frac{33.88 \times 10^3 \times 2.5}{400 \times 400} \times 100 = 52.93 \text{ mm}^2 = 0.52 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section de ferrailage transversale minimale A_{t min}

$$\lambda_g \geq 5 \rightarrow A_{t \min} = 0,3\%(t \times b_1)$$

$$\lambda_g \leq 3 \rightarrow A_{tmin} = 0,8\%(t \times b_1)$$

$3 < \lambda_g < 5$ Interpolation entre les valeurs limites précédentes.

b × h (cm²)	40×40
V_{max}(KN)	33.88
L_f (m)	2.52
λ_g	6.3
ρ_a	2.5
St (cm)	10
A_t(cm²)	0.52
A_{t min}	1.2
A_{t adop}(cm²)	6HA8=3.02

Tableau V.7 : Les armatures transversales des poteaux.

✓ On adopte pour tous les étages : **6T8 = 3.018 cm²**.

D'après le Code De Béton Armé (CBA93. Article A7.1.3) [1]. 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.

$$\phi_t = 8 \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \Leftrightarrow \text{(CV)}.$$

V.3.3 Vérifications nécessaires:

V.3.3.1 Vérification aux sollicitations tangentielles [BAEL91] : [2]

La contrainte de cisaillement doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante **BAEL91(Article A. 5. 1)[2] :**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

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\(Article A. 5.1\)\[2\]](#) : Fissuration peu préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.333 \text{ MPa}$$

- Selon **RPA99 v 2003[4]**:

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} = 1.875 \text{ MPa}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \rightarrow \text{Si } \lambda \geq 5 \\ 0,04 & \rightarrow \text{Si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \lambda: \text{L'élancement du poteau}$$

Niveaux	RDC+7étages
b × h (cm²)	40×40
V_{max}(KN)	33.88
τ_u (MPa)	0.184
λ	6.3
ρ_d	0.075
τ_u RPA (MPa)	1.875
τ_u BAEL (MPa)	3.333
Observation	Condition Vérifiée

Tableau V.8 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

V.3.3.2. Vérification de stabilité de forme : [\(CBA 93Article B.8.4.1\) \[1\]](#)

Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement.

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$L_f = 0,7L_0 = 2,495 \text{ m}$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (h-2) (b-2) \quad ; \quad \gamma_b=1.50 \quad ; \quad \gamma_s=1.15$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.60 \times \frac{(50)^2}{\lambda} & \text{pour } 5 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b}$$

Niveaux	RDC+1 ^{ere}
b × h (cm²)	40×40
L₀(m)	3,57
L_f(m)	2.499
λ	21.64
α	69.31
B_r(m²)	0.144
A (mm²)	2060
N̄(KN)	2876.88
N_u(KN)	1153.22
Observation	Condition Vérifiée

Tableau V.9 : Vérification des poteaux au flambement.

- Longueur de recouvrement :

Selon **RPA (Art 7.4.2.1) [4]**. La longueur minimale de recouvrement est :

$$L_r = 40\phi_{1\max} \quad \text{En zone II}_a$$

b × h (cm²)	40×40
ϕ_{1max} (mm)	16
40ϕ_{1max}	64

Tableau V.10 : Longueur de recouvrement.

V.3.4. Schéma de ferrailage :

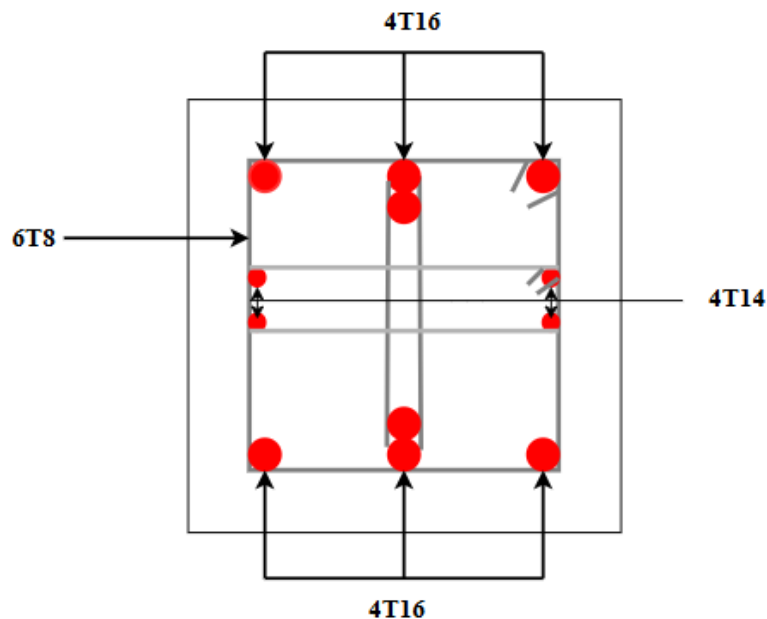


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poteaux.

V.4. Les voiles :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **BAEL91** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien. Sous l'action des forces horizontales (séisme, vents) ainsi que les forces dues aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

Le ferrailage des voiles comprendra essentiellement :

- Des aciers verticaux.
- Des aciers horizontaux.

Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm. [1]

Aciers horizontaux :

- ✓ Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- ✓ Elles doivent être munies de crochets à (90°) ayant une longueur de 10Φ .
- ✓ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit. [1]

Règles communes :

- a) L'espacement des barres horizontales et verticales doivent être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 $St \leq 1.5e$
 $St \leq 30 \text{ cm}$
Avec : (e : l'épaisseur de voile)
- a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins par quatre épingles au m^2 , dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- b) Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- c) Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - 40Φ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20Φ : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges. [1]

V.4.1. Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

Selon le BAEL 91 :

- 1.35 G+1.5Q (ELU)
- G+Q (ELS)

Selon le RPA version 2003 :

- G+Q±E
- 0.8G±E

Nous utilisons les combinaisons du **RPA99** pour déterminer les efforts de traction dans les voiles.

Ce ferrailage se fera en fissuration peu nuisible sous les sollicitations obtenues par « **ROBOT** ».

	G +Q +Ex		G+Q+Ey		0.8G –EX	
Voile	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)	N _{max} (KN.m)	M _{corr} (KN)	N _{max} (KN)	M _{corr} (KN.m)
V	2891.30	1173.65	1243	-353.52	- 685.73	- 1219.94

Tableau V.11 : Les sollicitations du voile le plus sollicité.

V.4.2. Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de **NAVIER –BERNOULLI** :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considérer.

M : moment de flexion agissant sur le refond considérer.

I : moment d'inertie du refond considérer.

y: centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Si σ_a et σ_b : sont des signes négatifs on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b : sont des signes positifs on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b : sont des signes contraires on aura une section partiellement comprimée (SPC).

V.4.3. Le ferrailage des voiles de sens longitudinales :

($L = 4.20$ m ; $H = 3.06$ m ; $e = 0.2$ m)

On utilisera la méthode des contraintes :

✓ Remarque :

Nous adopterons une même section d'armatures horizontales pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

$N = -685.73$ KN ; $M = 1219.94$ KN.m ;

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \Rightarrow I = 1.234 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h \Rightarrow S = 4.10 \times 0.2 \Rightarrow S = 0.84 \text{ m}^2$$

$$y = \frac{L}{2} \Rightarrow y = \frac{4.20}{2} \Rightarrow y = 2.1 \text{ m}$$

V.4.3.1. Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times Y}{I} = \frac{-685.73}{0.84} + \frac{1219.94 \times 2.10}{1.234}$$

$$\sigma_1 = 1259.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times Y}{I} = \frac{-685.73}{0.84} - \frac{1219.94 \times 2.10}{1.234}$$

$$\sigma_2 = -2892.418 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -2892.418$$

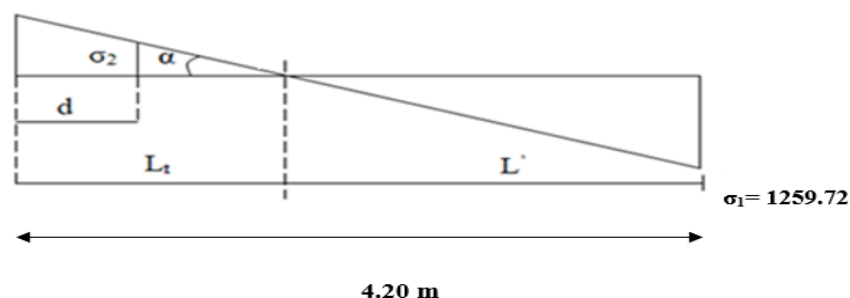


Figure V.6 : Schéma de distribution des contraintes (Voile longitudinale).

V.4.3.2. La force de traction :

$$L_T = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4.10 \times \left(\frac{-2892.418}{1259.72 - 2892.418} \right) = 2.92 \text{ m}$$

$$T = \frac{\sigma_a + \sigma_b}{2} \times L_T \times a = \frac{1259.72 + 2892.418}{2} \times 2.92 \times 0.20 = 2.92 \text{ m}$$

V.4.3.3. Armature verticale :

$$A_V = \frac{T}{\sigma_s} = \frac{844.586 \times 10^3}{400} = 2111.465 \text{ mm}^2$$

$$(A_V / \text{ml}) / \text{Face} = (21.11 / 2.92) / 2 = 3.614 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

❖ Armatures minimales de RPA 99 / version 2003 :

D'après le RPA 99 (Art 7.7.4.1) [1] :

$$A_{RPA} = 0.20\% \times e \times L_t = 0.002 \times 20 \times 292 = 11.68 \text{ cm}^2$$

Selon BAEL :

$$A_{min} \geq 0.23 \times A \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.84 \times 0.2 \times 2.1 / 400 = 10.14 \text{ cm}^2$$

	G+Q+Ey	0.8G –EX
Effort normal	-353.52	2891.30
Moment de flexion (KN.m)	1243	1173.65
$\sigma_a = \frac{N}{S} + \frac{M \times Y}{I}$	2536.173	5439.321
$\sigma_b = \frac{N}{S} - \frac{M \times Y}{I}$	-2536.173	1444.72
La longueur de la zone tendue L_t (m)	2.10	0.881
Effort de traction T(KN)	532.59	128.30
$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$	400	400
Section d'armature A_{VT} (cm²)	3.16	1.816
ARPAmin = 0.2%.a.L_t (cm²)	8.40	3.524
ABAELmin = 0.23×A×$\frac{f_{t28}}{f_e}$ (cm²)	10.14	10.14

Tableau V.12 : Les sollicitations et les sections de calcul du voile le plus sollicité.

V.4.3.4. Espacement :

La longueur minimale d'après l'article 7.7.4.3 du RPA 99 V 2003 [4]:

$$S_t \leq (1.5a; 30) \text{ cm}$$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante. Dans notre cas :

La zone d'about : $\frac{L}{10} = 0.465\text{m}$

$S_a = \frac{S_t}{2} = 10\text{cm}$ Dans la zone d'about.

Donc:

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}}) = \max (18.6 ; 11.22 ; 43.87\text{cm}^2)$$

$$A_{\text{adoptée}} = 43.87\text{cm}^2$$

Zone d'about : $2 \times 4\text{T}12 \rightarrow AS = 9.04 \text{ cm}^2$

Zone courante : $2 \times 18\text{T}12 \rightarrow AS = 40.72 \text{ cm}^2$

V.4.4. Ferrailage Horizontal :

Selon le **BAEL** [2] :

$$A_h = \frac{A_v}{4} = \frac{24.88}{4} = 6.22 \text{ cm}^2$$

Selon RPA :

$A_{\text{tmin}} = 0.15\%$. a. $h = 0.0015 \times 0.20 \times 4.20 = 12.6\text{cm}^2$; Globalement dans la section dans la section des voiles.

$$A_h = \max (A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}}) = \max (6.22 ; 12.6) \text{ cm}^2$$

On prend 18HA10 ($A_{\text{adopt}} = 14.14 \text{ cm}^2$)

V.4.5. Ferrailage transversal :

Dans la zone courante et la zone d'about on adopte des cadres de 8mm pour attacher les aciers de flexion, et pour garder un espacement constant entre les nappes d'acier. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

V.4.6. Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% . La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = 1.4 \frac{v}{b \times d}$$

Avec : v : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d : hauteur utile.

$$\tau_b = 1.4 \frac{v}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{1.4 \times 247.54 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 420} = 4.584\text{MPa}$$

La contrainte limite est : $\bar{\tau}_u = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$

Donc : $\tau_b < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.38 \text{ MPa} < 5 \text{ MPa} \text{ (CV)}$

V.4.7. Vérification à L'ELS :

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 A}$$

B : section du béton

A : section d'armatures

N_s : effort normal de service sous (G+Q)

$$\sigma_{bc} = \frac{964.19 \times 10^3}{200 \times 420 + 15 \times 24.88} = 11.42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 11.42 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{(CV)}$$

V.4.8. Schéma du ferrailage :

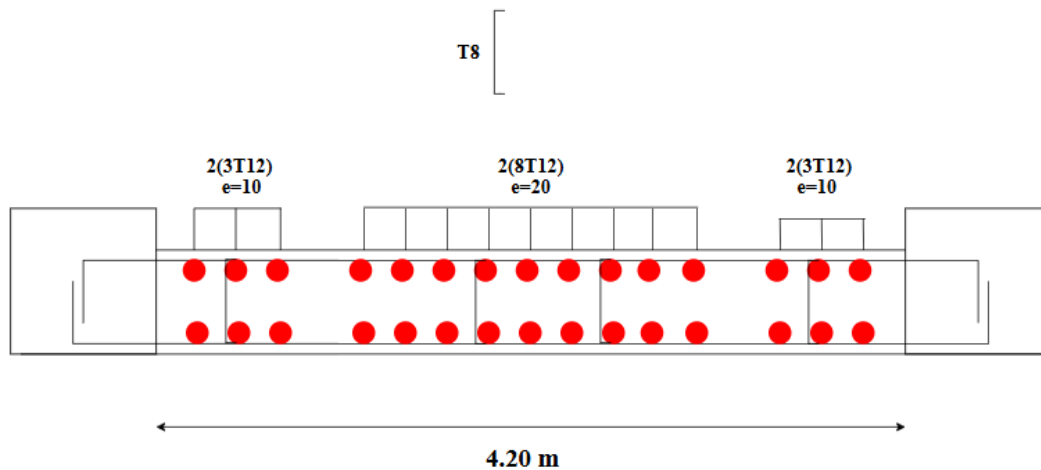


Figure V.7 : Schéma de ferrailage de Voile longitudinale.

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux assurent par définition un contreventement de la structure.

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux, afin qu'il soit répulsif aux différentes sollicitations.

Les poteaux ont été calculés et ferraillés. Le ferraillage adopté est le maximum obtenu par le logiciel **ROBOT**, et celui donnée par le **RPA99, version 2003** [1]. On a noté que le ferraillage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le logiciel **ROBOT**. On déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie. De même pour les poutres principales et les poutres secondaires, qui sont ferraillées par le logiciel **ROBOT**. Aussi pour les voiles de contreventement, qui ont un rôle important par rapport à la réponse sismique de la structure, pour autant ils sont calculés et ferraillés à la flexion composée.

Les ferraillages adoptés respectent les recommandations du BAEI et le RPA99 version 2003.



CHAPITRE VI

Étude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission au sol des Efforts apportés par la structure. Ces efforts consistent en :

- ❖ Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- ❖ Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- ❖ Un moment qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans les plans différents.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux Sollicitations extérieures, en :

A. Fondations superficielles : utilisées pour des sols de grande capacité portante. Elles Sont réalisées près de la surface (semelles isolées, semelles filantes et radier).

B. Fondations profondes : utilisées pour des sols ayant une faible capacité portante ; le bon sol Assez profond (pieux, puits).

VI.2. Étude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui

Nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous a donné

Une contrainte admissible du sol égale à $\sigma_{sol} = 1.5$ bars.

VI.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation, est fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- La stabilité de l'ouvrage.
- La facilité de l'exécution.
- L'économie
- La capacité portante du sol.
- L'importance de la superstructure.
- Le tassement du sol.

VI.3.1. Vérification de semelle isolée :

On adoptera une semelle homothétique, c'est à dire on prend le rapport A et B le même que les dimensions des poteaux a et b, tel que : $\frac{a}{b} = \frac{A}{B}$ Avec $a = 40$ cm ; $b = 40$ cm ; $\frac{a}{b} = 1$

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \quad \Leftrightarrow S \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \text{ Soit:}$$

N_{ser} : Effort normal à l'ELS.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ; ($\sigma_{sol} = 1.5$ bars)

$N_{ser} = 22340.16$ KN

S: la surface de toutes les fondations

Dans notre cas:

$$S \geq \frac{22340.16}{150} = \mathbf{148.95 \text{ m}^2}$$

La surface totale de la structure

$$S_{\text{structure}} = 23 \times 9.60 = \mathbf{200.10 \text{ m}^2}$$

- On remarque que la surface occupée par les semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du sol ($S_{\text{néc}} > 50\% S_{\text{bat}}$). Dans ce cas, nous optons définitivement pour un radier général.

VI.3.2. Radier général :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations d'un bâtiment. Il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle, minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- Néglige les irrégularités ou l'hétérogénéité du sol.
- La facilité d'exécution.
- Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.
- Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

VI.3.2.1. Pré dimensionnement de radier :

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les murs de l'ossature. Ce radier est considéré infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

a) épaisseur du radier

- Condition forfaitaire (Condition de coffrage) :

$$h_t \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

Avec :

h_t : Hauteur des nervures ;

h_r : Hauteur de la dalle

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

$$L_{\text{max}} = 420 \text{ cm}$$

Donc : $h_t \geq \frac{420}{10} = 42 \text{ cm}$. $h_r \geq \frac{420}{20} = 21 \text{ cm}$

- **Condition de rigidité :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$L_{\max}$: plus grande distance entre deux portiques parallèles :

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

D'après [8] on a :

$$\text{Avec } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 32164.195 \text{ MPa}$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle

Donc:

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4200^4 \times 0.04}{3.14^4 \times 32164.195}} = 57.5 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\text{Avec : } T_u = \frac{q \times L}{2} ; q = \frac{N_u \times 1 \text{ ml}}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = 1163.40 \text{ KN}$$

$$L = 4.20 \text{ m}; b = 1 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1}{2 \times S_{\text{rad}} \times b \times d} = \frac{N_u \times L \times 1}{2 \times S_{\text{rad}} \times b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L \times 1}{2 \times S_{\text{rad}} \times b \times 0.9 \bar{\tau}} = 72 \text{ cm}$$

$$h = 72 \text{ cm.}$$

Donc on adopte : $h_r = 70 \text{ cm}$

b) Surface du radier :

$N_s = 22340.16 \text{ KN}$ (Poids total transmis par la superstructure à l'ELS).

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq 148.994 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment : $S_b = 259.74 \text{ m}^2$

$S_{\text{rad}} \leq S_b$ Donc le radier est sans débords.

VI.3.2.2. Les Vérifications :**a) Vérification au poinçonnement :**

Le radier doit être suffisamment épais pour résister aux contraintes de cisaillement dus au poinçonnement des poteaux sur la surface de la plaque : selon CBA 93 (article A.5.2.4.2) On doit vérifier la condition suivante :

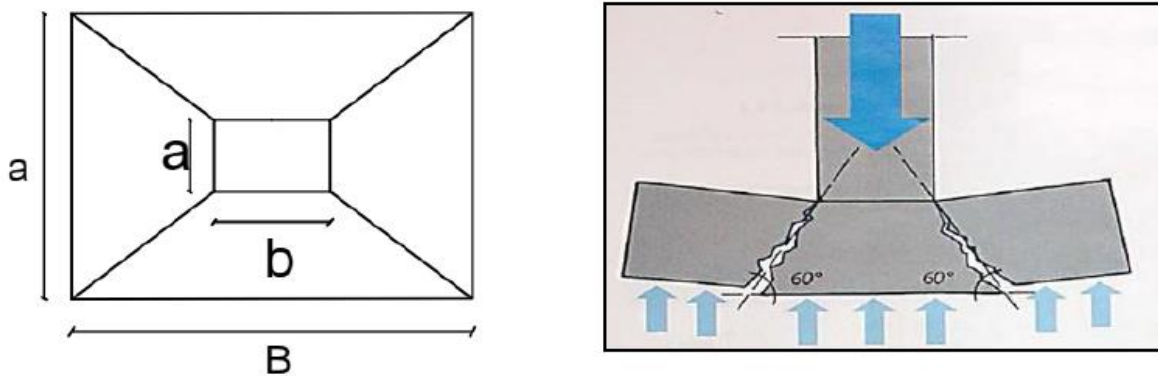


Figure VI.1 : Schéma du poinçonnement.

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

N_u : L'effort normal sur le poteau.

h : épaisseur totale de la dalle.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \quad \begin{cases} A = 0.4 + 1.05 \Rightarrow A = 1.45\text{m} \\ B = 0.4 + 1.05 \Rightarrow B = 1.45\text{m} \end{cases}$$

Ce qui donne : $U_c = 5.80 \text{ m}$

$$N_u = 1163.40 \text{ KN} \leq 0.045 \times 5800 \times 1050 \times \frac{25}{1.1} = 1163.40 \text{ KN} \dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S_{\text{rad}}} \times 1 \Rightarrow V_u = \frac{21909 \times 4.20}{2 \times 148.994} \times 1 = 308.80 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.7 = 0.63 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{308800}{1000 \times 630} = 0.490 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow (\text{cv}).$$

VI.3.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple.

On considère que la fissuration est préjudiciable. On fait le calcul pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension.

$$l_x = 3.60 \quad l_y = 4.20$$

a) Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = \frac{21909.62}{148.95} = 130.09 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{\text{rad}}} = \frac{2234.16}{148.95} = 14.99 \text{ KN/m}^2$$

N_u : Effort ultime (avec le poids du radier).

$$\rho = \frac{L_x - 360}{L_y - 420} = 0.85 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle du radier travaille dans les deux sens}$$

Dans ce cas les moments sont déterminés suivant les deux directions l_x et l_y

b) Calcul des moments :

Pour le calcul des moments on utilise les dispositions indiquées à l'**annexe E3** des règles **BAEL91 [2]** :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont fonction de :

- $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de v .
- v : Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaire.

$$\rho = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.051 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 85.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 66.89 \text{ KN.m}$$

- Moments en travées :

$$M_{tx} = 0, 75 M_x = 0, 75 \times 85.98 = 64.485 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0, 75 M_y = 0, 75 \times 66.89 = 50.167 \text{ KN.m}$$

- Moments sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0, 5 M_x = 0, 5 \times 85.98 = 42.99 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.7 \text{ m}^2$

c) Ferrailage de la dalle :

$b=100\text{cm}$; $h=70\text{ cm}$; $d=0,9h=63\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_s=348\text{MPa}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M_u (N.m)	μ	A'_s (cm ²)	A	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Travée	x-x y-y	64.485	0.014	0	0.014	62.64	4.95	6HA14	9.24
Appuis	x-x y-y	42.99	0.0076	0	0.0095	62.76	5.96	6HA14	9.24

Tableau VI.1 : Ferrailage de la dalle du radier.

d) Condition de non fragilité :

On a: $12\text{cm} < e$

$h=e=70\text{ cm}$ $b=100\text{ cm}$

$$\begin{cases} A_{\min x} \geq \rho_0 \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times h = 5.37\text{cm}^2 \\ A_{\min y} \geq \rho_0 \times b \times h = 5.6\text{ cm}^2 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} \rho_0 = 0.8\text{‰ pour les barres HA} \\ \rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.85 \end{cases}$

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : A_x = 10.05\text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.37\text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{cv}). \\ \text{sens } y-y : A_y = 5.65\text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.6\text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{cv}). \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x-x : A_x = 7.7\text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.37\text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{cv}). \\ \text{sens } y-y : A_y = 7.7\text{ cm}^2 > A_{\min} = 5.6\text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{cv}). \end{cases}$$

e) Vérification de l'effort tranchant : (BAEL A.5.1, 211) [2]

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07f_{c28} = 1.75\text{MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 90.54\text{KN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 93.70\text{KN}$$

$$T_u^{\max} = 93.70\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{93.70 \times 10^3}{1000 \times 630} = 0.148\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.75\text{MPa} \Rightarrow (\text{cv}).$$

f) Espacement :

✓ Travée :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow (\text{CV}). \\ \text{sens } y - y : S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow (\text{CV}). \end{cases}$$

✓ Appuis :

$$\begin{cases} \text{sens } x - x : S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow (\text{CV}). \\ \text{sens } y - y : S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm} < \min(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow (\text{CV}). \end{cases}$$

g) Vérification à L'ELS :

Évaluation des sollicitations à l'ELS :

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.85 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.058 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_{\text{ser}} L_x^2 = 38.90\text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 38.90\text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{tx} = 0.75M_x = 29.17\text{KN.m} \\ M_{ty} = 0.75M_y = 29.17\text{KN.m} \\ M_a = 0.5M_x = 19.45\text{KN.m} \end{cases}$$

h) Vérification des contraintes :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y) \leq \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240\text{MPa}$$

- 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 dans les deux sens sont regroupés dans le tableau suivant :

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm²)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	
Travée	(x-x) (y-y)	29.17	7.60	10.89	352610.47	64.66	1.00	vérifiée
Appuis		19.45	7.60	10.89	352610.47	43.11	0.60	

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

VI.3.2.4. Ferrailage des nervures :**a) Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, nous utilisons la méthode forfaitaire ([BAEL91 modifiée 99](#))

Nous avons : $M_0 = \frac{pL^2}{8}$

- ✓ En travée $M_t = 0,85M_0$
- ✓ Sur appuis $M_{app} = 0,50M_0$

b) Calcul des armatures :

$b = 40 \text{ cm}$; $h = 80 \text{ cm}$; $L = 4.20 \text{ m}$.

	M_u (KN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	127.04	4.56	19HA10	7.85
Appuis	74.73	4.56	19HA10	7.85

Tableau VI.3 : Ferrailage des nervures du radier.

c) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	93.94	4.56	3.22	15	231.36	240	vérifiée
Appuis	55.25	4.56	1.89	15	136.07	240	vérifiée

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes à l'ELS.

d) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

Nous devons vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec : $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

$$T_u = \frac{P_u L}{2} = \frac{66.20 \times 4.25}{2} = 140.67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{140.67 \times 10^3}{400 \times 945} = 0.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

e) Armatures transversales :**BAEL 91 modifié 99:**

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} K}{0.8 f_e} & (K = 1: \text{pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) = 40\text{cm} \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4\text{MPa}\right) = 0.40\text{MPa} \end{cases}$$

RPA99 version 2003:

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003 \times b$$

$$\begin{cases} S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) = 20\text{cm} & \text{Zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} & \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10}\right) = 2\text{cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa} ; \tau_u = 0.38 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,10\text{MPa} ; b = 40 \text{ cm.}$$

Nous trouvons :

$$S_t = 20\text{cm} \rightarrow \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30\text{cm} \rightarrow \text{Zone courante.}$$

$$A_t \geq 2.8\text{cm}^2$$

$$\text{Nous prenons : } 6T10 = 4.71\text{cm}^2$$

f) Armatures de peau :

Pour les poutres longues, il y a lieu de prévoir une armature de peau, dont la section dépend du préjudice de la fissuration. En l'absence de ces armatures, on peut avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées longitudinalement (inférieures et supérieures).

Pour les bâtiments courants, nous avons $3\text{cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau

- Nous optons $4T14 = 6,16 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

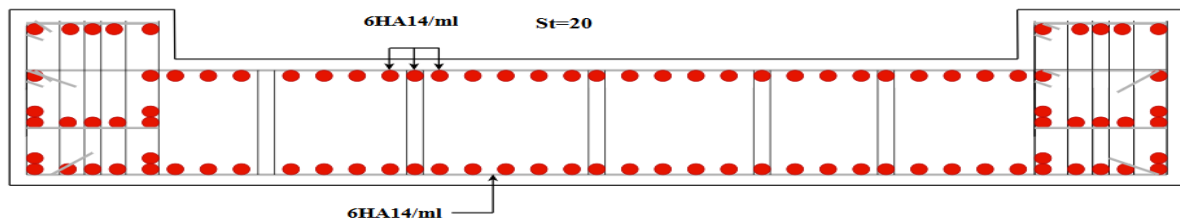


Figure VI.2 : Schéma de ferrailage de radier sens x-x.

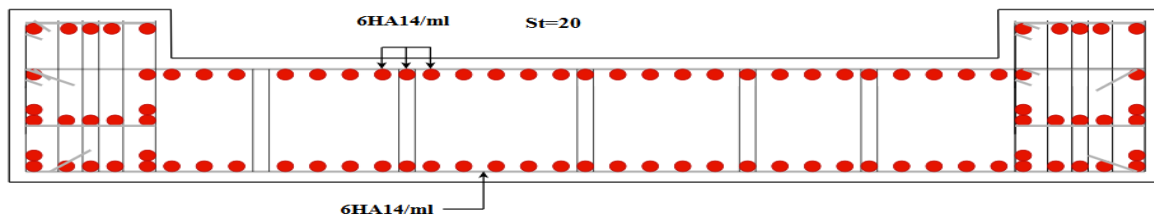


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage de radier sens y-y.

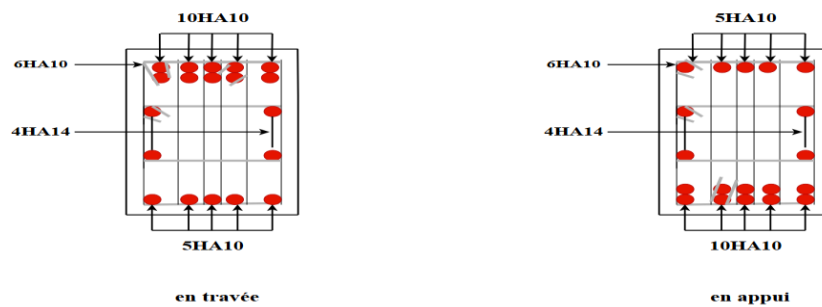
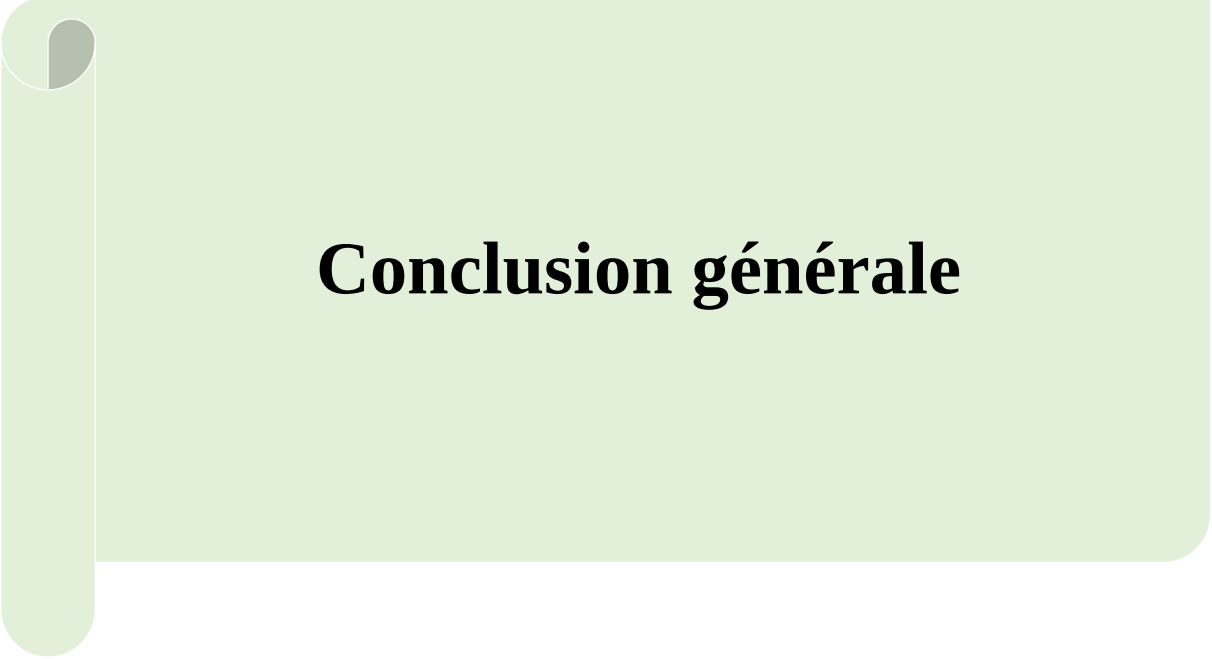


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des nervures.

VI.4. Conclusion :

L'étude du sol est une étape importante pour la réalisation de la construction. Elle permet de connaître les caractéristiques du sol, ce qui a un impact conséquent sur le type de fondation, qu'il peut supporter et de ne prendre aucun risque dans la construction.

Pour notre bâtiment, et vue de la faible capacité portante du sol, et les charges élevées du bâtiment, il est indispensable de passer par un radier général nervuré.



Conclusion générale

Conclusion générale

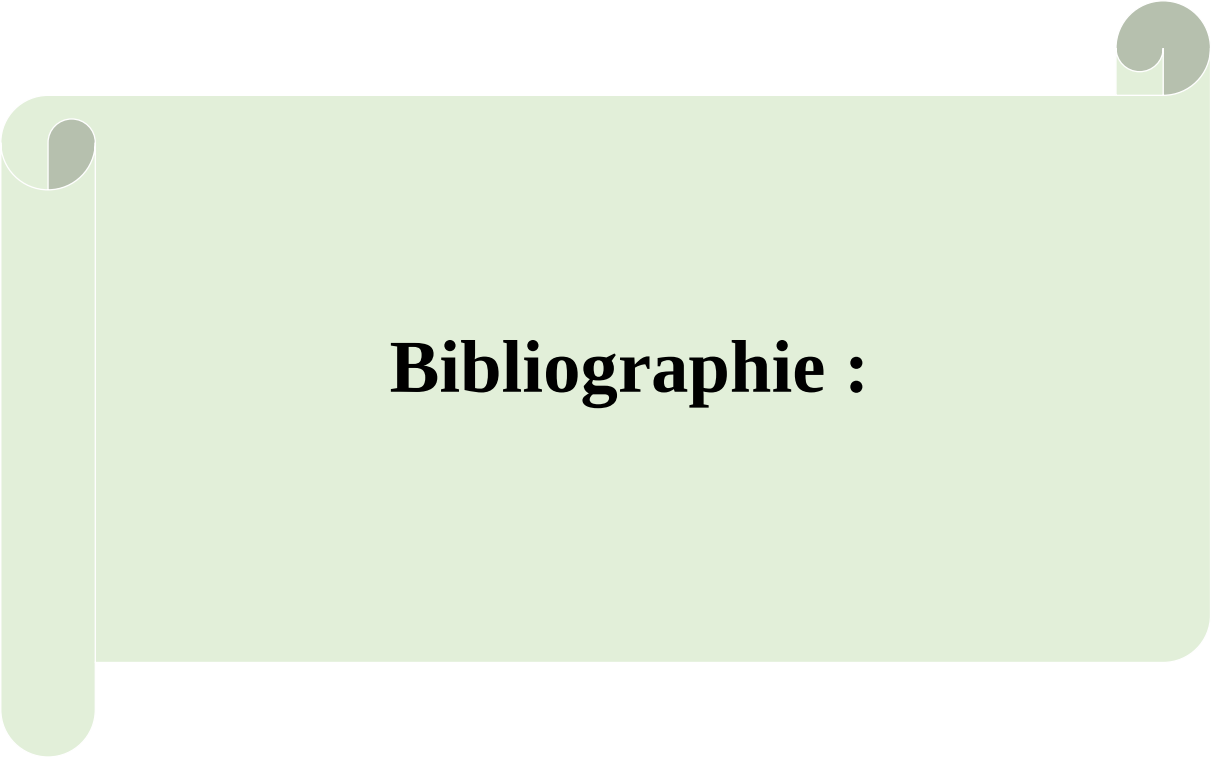
Ce travail a porté sur l'étude et la modélisation d'un bâtiment (R +7) en béton armé, situé en zone de sismicité moyenne contreventé par des portiques et voiles. Selon les règles de construction parasismique RPA, la forme de ce bâtiment est considérée comme régulière.

Au premier lieu, l'étude a consisté à présenter l'ouvrage et à dimensionner les éléments principaux, poteaux, poutres, voiles suivant les règlements BAEL et le code du béton algérien CBA93 et à effectuer ensuite une descente de charges statiques. Il est donc important de comparer dans ce cas les règlements pour vérifier les processus de calcul ainsi que les dispositions constructives.

Une modélisation 3D par le logiciel Robot Structural Analysais a été menée. Les résultats donnés par ce logiciel ont permis de vérifier plusieurs points tels que la stabilité de l'ouvrage, le respect des déplacements maximaux et le choix des dimensions des éléments. Le pré dimensionnement des éléments structuraux peut être vérifié grâce à l'analyse dynamique. Les déplacements maximaux de ces derniers restent dans les limites raisonnables.

La descente de charges a permis de dimensionner les fondations. Pour notre projet, les calculs ont conduit à retenir un radier général. Le dimensionnement et le ferrailage ont été calculés conformément aux règlements appliqués (RPA et BAEL).

En fin, nous espérons que cette modeste étude concrétise les bonnes bases techniques dont on a bénéficié durant nos années de formation Master et qu'elle contient des informations utiles sert de référence pour faciliter la tâche aux futures promotions.



Bibliographie :

Bibliographie

Règlements :

- [1] Règles de conception et de calcul des structures en béton arme CBA93.
- [2] Béton armé aux états limites BAEL91modifié99.
- [3] Charges permanentes et surcharges d'exploitation DTR BC 2.2.
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en béton arme CBA93.

Documents :

- Cours de projet structure en béton armé (Master 2 GC) Dr. Abdelkader Brahim.
- Cours de modélisation de structure (Master 2 GC) Dr. Boukour Salima
- Guettiche A .2021 .Cours Master génie civil. Dynamique des structures 2. Centre universitaire Abdelhamid Boussouf , MILA

Mémoires :

- Boucheffa - Meraache étude d'un bâtiment (R+6) à usage d'habitation , master, centre universitaire MILA 2021/2022
- BRIKA - MAHFOUD étude d'un bâtiment (R+12) à usage d'habitation , master, centre universitaire MILA 2021/2022

Logiciels :

- AUTODESK :
Robot Structural Analysais Professional → (Analyse des structures).
AUTOCAD → (dessin).
- WORD 2016 .