

Ordre...../F.S. S .A.UAMOB/2019

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département Génie civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

ALOUANE Brahim

MEZITI Nassim

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : Génie Civil

Option : Structures

Thème :

ETUDE D'UNE MOSQUEE A DEUX NIVEAUX « R+1 » ET
L'INFLUENCE DE LA HAUTEUR TOTALE DE MINARET SUR LA
STABILITE AU VENT

Soutenu le : 04/11/2019

Devant le jury composé de :

Mme MOHMMADI
Mr AMRAN Belaid
Mme BOUMAIZA

UAMOB
UAMOB
UAMOB

Président
Encadreur
Examinatrice

Année Universitaire 2018/2019

Remerciements

Tous d'abord, nous tenons à remercier Dieu clément et miséricordieux de nous avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre promoteur Mr Amran, pour nous avoir guidés pour la réalisation de cette étude et le soutien scientifique et moral qu'il nous a apporté.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants qui ont contribués à notre formation.

Nous remercions également les membres des jurys qui nous ont fait honneur d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.





Dédicace

*Je dédie ce présent travail A ceux qui m'ont donné la vie,
symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.*

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

A mon père et ma mère

A mes frères et sœurs.

A toute ma famille et mes proches sans exception .

A mon binôme Nassim et à sa famille.

Alouane Brahim



Dédicace

*Je dédie ce présent travail A ceux qui m'ont donné la vie,
symbole de beauté, de fierté, de sagesse et de patience.*

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

*A mon père ABDE ELAH et ma mère DAHBIA
A mes frères et sœurs.*

A toute ma famille et mes proches sans exception .

A mon binôme Brahim et à sa famille.

MEZITI NASSIM

Résumé:

Une mosquée est un lieu de culte pouvant rassembler des dizaines de personnes à la fois. Lors des catastrophes naturelles (séismes par exemple) ou en cas de conflit, son rôle dépasse celui de simple adoration. La conception et le dimensionnement d'une mosquée est donc différente d'un bâtiment ordinaire. Le minaret, élément symbolique d'une mosquée est modélisé en console verticale. Il doit donc être justifié vis-à-vis de l'action du vent. D'où l'importance de ce projet.

Ce projet consiste à étudier une mosquée « R +1 » implantée au centre ville de la wilaya de BOUIRA qui est classée au zone IIa, de moyenne sismicité selon le règlement parasismique Algérien. Ce projet englobe la salle de prière (Bloc A, B (inclus la salle d'ablutions) et C), Bureau de l'IMAM séparés par des joints sismiques justifiés conformément au règlement parasismique Algérien et à quelques mètres est érigé un minaret de base rectangulaire.

La modélisation et l'analyse de cet ouvrage ont été faites à l'aide du logiciel ETABS 9.7.4.

Le système de contreventement par portique auto stable que nous avons choisi a été suffisant pour garantir la stabilité de la salle de prière et le bureau d'imam par contre le minaret est contreventé par un système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominants.

Globalement, nous estimons que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants et secondaires de l'ouvrage est conforme aux exigences de sécurité et d'exploitation de l'ouvrage requises par les normes de construction algériennes en vigueur.

Concernant le système des fondations on a adopté un radier général pour le minaret et des fondations isolées pour le reste de projet.

L'étude de l'influence de la hauteur sur la stabilité de minaret au vent est faite selon le règlement neige et vent 2013.

Mots clés : Mosquée, Sécurité, système auto stable, stabilité, minaret.

Abstract:

A mosque is a place of worship that can bring together dozens of people at a time. During natural disasters (earthquakes for example) or in case of conflict, its role goes beyond that of simple adoration. The design and sizing of a mosque is therefore different from an ordinary building. The minaret, symbolic element of a mosque is modeled in vertical console. It must therefore be justified vis-à-vis the action of the wind. Hence the importance of this project.

This project consists in studying a mosque "R +1" located in the city center of BOUIRA which is classified in zone IIa, of average seismicity according to the Algerian seismic

regulation. This project includes the prayer room (Block A, B (including Ablution Hall) and C), Office of IMAM separated by seismic joints justified in accordance with the Algerian Seismic Regulation and a few meters is erected a rectangular basic minaret.

The modeling and analysis of this structures were done using the software ETABS 9.7.4.

The self-supporting gantry bracing system we chose was sufficient to ensure the stability of the prayer hall and the imam office against the minaret is contravened by a system operating in a vertical console with predominantly distributed masses.

Overall, we believe that the dimensioning and reinforcement of the resistant and secondary elements of the structure is in compliance with the requirements of safety required by the Algerian construction standards.

Regarding the foundation system, a general base for the minaret and isolated foundations for the rest of the project has been adopted.

The study of the influence of height on wind minaret stability is made according to the 2013 snow and wind regulations.

Keywords: Mosque, Security, self-supporting gantry system, stability, minaret.

ملخص :

المسجد هو مكان للعبادة يمكنه الجمع بين العشرات من الناس في نفس الوقت. أثناء الكوارث الطبيعية (الزلازل على سبيل المثال) أو في حالة النزاعات , يتجاوز دوره العبادة البسيطة. لذلك يختلف تصميم المسجد وحجمه عن المباني العادية. المئذنة, العنصر الرمزي للمسجد تمت نمذجته كوحدة عمودية, لذلك يجب أن يكون له ما يبرره في مواجهة الرياح, ومن هنا تأتي أهمية هذا المشروع.

هذا المشروع يمثل دراسة مسجد بطابق أرضي وآخر علوي شيد بحي الثورة وسط ولاية البويرة. المصنفة في المنطقة (IIa) المتوسطة النشاط الزلزالي حسب النظام الوقائي الزلزالي الجزائري (99 نسخة 2003). هذا المشروع يشتمل على قاعة صلاة (قسم A, B, (يشمل على قاعة الوضوء) وC) مكتب الإمام (المقصورة) ; مقسومة بعوازل زلزالية مبررة وفق النظام المذكور أعلاه ; وعلى بعد بضعة أمتار شيدت مئذنة بقاعدة مستطيلة.

تم إجراء النمذجة والتحليل لهذا العمل باستخدام برنامج (ETABS 9.7.4).

كان نظام التثبيت الجسمي الذاتي الداعم الذي اخترناه كافيًا لضمان استقرار قاعة الصلاة والمقصورة أما المئذنة ثبتت بنظام يعمل في وحدة تحكم عمودية مع كتل موزعة في الغالب.

وبشكل عام, فإننا نعتقد أن تصميم وتعزيز العناصر المقاومة والثانوية للهيكل يتوافق مع متطلبات السلامة وتشغيل الأعمال المطلوبة وفقا لمعايير البناء الجزائرية

فيما يخص القواعد اخترنا للمئذنة قاعدة عامة (radier général) و قواعد فردية لبقية المشروع.

دراسة تأثير الارتفاع على استقرار المئذنة ضد الرياح أنجزت حسب نظام الثلج والرياح 2013 .

الكلمات المفتاحية : المسجد, الأمن, النظام الجسمي الذاتي الداعم, الاستقرار, المئذنة.

TABLE DES MATIERES

Remerciement.

Dedicace.

Résumé Table des matieres.

La liste des tableaux.

La liste des figures.

La liste des symboles.

Introduction général : 1

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

I.1	Introduction :	3
I.2	Présentation de l'ouvrage:	3
I.2.1	Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:	3
I.2.2	Données sismiques de la structure:	4
I.2.3	Caractéristiques du sol:	4
I.3	Les éléments de l'ouvrage:	4
I.3.1	Ossature et contreventement:	4
I.3.2	Planchers:	4
I.4	Caractéristiques des matériaux:	6
I.4.1	Béton:	6
I.4.1.1	Résistance à la compression f_{cj} (Art : A.2.1.1.1/ CBA 93) :.....	6
I.4.1.2	Résistance mécanique du béton à la traction (Art : A.2.1.1.2 /CBA 93) :.....	7
I.4.1.3	Modules de déformations longitudinales (Art : A.2.1.2 /CBA 93) :.....	7
I.4.1.4	Module de déformation transversale :	8
I.4.2	Acier:	11
I.4.2.1	Définition :	11
I.4.2.2	Caractéristiques physiques:	11
I.4.2.3	Caractéristiques mécaniques :	12
I.5	Règlements de calcul :	14
I.6	Présentation de la méthode de calcul aux états limites:.....	14
I.6.1	Définition des états Limites :	14
I.6.2	Etat limite ultime (ELU) (Art : A.4.3 CBA 93) :	14
I.6.3	Etat limite de service (Art : A.4.5 CBA 93) :.....	15
I.7	Actions et sollicitations (Art : A.3.1 CBA93) :	16

I.7.1	Définitions des actions (Art : A.3.1.1 CBA93) :	16
I.7.2	Les sollicitations (Art : A.3.2 CBA 93) :	16
I.8	Les combinaisons d'actions (Art : A.3.3 CBA 93) :	16
I.8.1	Combinaisons fondamentales (Art : A.3.3.2.1 CBA 93) :	16
I.8.2	Combinaisons accidentelles (Art : A.3.3.2.2 CBA 93) :	16
I.8.3	Sollicitations de calcul vis-à-vis des ELS (Art : A.3.3.3 CBA 93) :	17
I.8.4	Combinaisons d'actions données par le RPA99/2003 (Art :5.2 RPA 99/2003).17	

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges

II.1.	Introduction :	18
II.2.	Les Planchers :	19
II.2.1.	Pré-dimensionnement des dalles pleines :	19
II.2.2.	Pré dimensionnement du plancher à corps creux:	20
II.2.3.	Dimensionnement des poutrelles (A.4.1.3 / CBA 93) :	21
II.3.	Dimensionnement des balcons:	22
II.4.	Les escaliers:.....	22
II.4.1.	L'escalier à volées droites avec paliers intermédiaires :	24
II.4.2.	Escalier balancés à double quartier tournant (bloc C) :	25
II.4.3.	Escaliers à volées droits avec palier intermédiaire pour le minaret :	26
II.5.	L'acrotère :	27
II.6.	Pré-dimensionnement des poutres :	28
II.7.	Pré dimensionnement des coupoles :	29
II.8.	Pré dimensionnement des Poutres de ceinture pour les coupoles :	30
II.9.	Descente de charges :	30
II.9.1.	Plancher corps creux terrasse (inaccessible):	31
II.9.2.	Plancher dalle pleine :	32
II.9.3.	Plancher Dalle pleine (toiture à deux versants):.....	32
II.9.4.	Plancher étage courant :	32
II.9.5.	Les escaliers salle de prière :	33
II.9.6.	Les escaliers de minaret :	34
II.9.7.	Balcon:	35
II.9.8.	Maçonnerie :	35
II.10.	Dimensionnement des voiles :	36
II.11.	Pré-dimensionnement des poteaux :	38
II.11.1.	L'état limite ultime (ELU)	38
II.11.2.	Vérification selon RPA 99 version 2003 :	40

II.11.3.	Vérification de la section à l'ELS :	41
II.11.4.	Pré-dimensionnement de poteau intermédiaire bloc B (exemple) :	41

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1	Introduction :	44
III.2	Étude de l'acrotère :	44
III.2.1	Définition :	44
III.2.2	Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère:	44
III.2.3	Calcul des moments et des efforts :	46
III.2.4	Ferraillage de l'acrotère :	46
III.2.4.1	Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :	46
III.2.4.2	Vérification à ELU:	48
III.2.4.2.1	Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1) CBA 93 :	48
III.2.4.2.2	Calcul des armatures de répartition:	49
III.2.4.2.3	Vérification au cisaillement (Art 5.1.1) CBA 93 :	49
III.2.4.2.4	Vérification de Contrainte d'adhérence:	49
III.2.4.3	Vérification à L'ELS :	51
III.2.4.4	Vérification des espacements des barres :	52
III.2.5	Schéma de ferraillage :	52
III.3	Etude du balcon :	53
III.3.1	Combinaison d'actions:	53
III.3.2	Calcul des armatures longitudinales à L'ELU:	54
III.3.3	Condition de non fragilité :	55
III.3.4	Schéma de Ferraillage:	58
III.4	Etude des planchers en corps creux:	59
III.4.1	Dimensionnement des poutrelles:	59
III.4.2	Calcul des poutrelles:	59
III.4.2.1	Avant coulage:	59
III.4.2.1.1	Sollicitations de calcul :	60
III.4.2.1.2	Calcul de ferraillage:	60
III.4.2.1.3	Calcul des étaielements:	61
III.4.2.2	Après coulage:	62
III.4.2.2.1	Evaluation des charges et surcharges:	62
III.4.3	Présentation de la méthode de calcul :	62
III.4.3.1	Méthode forfaitaire:	63
III.4.3.2	Méthode de Caquot:	64

III.4.4	Type des poutrelles :	65
III.4.4.1	Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:.....	65
III.4.4.2	Ferraillage de poutrelles:.....	77
III.4.5	Schéma de ferraillage:	85
III.5	Étude des escaliers :	86
III.5.1	Calcul de l'escalier pour le minaret :	86
III.5.1.1	Volée 1 :	87
III.5.1.2	Volée 2 :	89
III.5.1.3	Ferraillage:	91
III.5.1.3.1	Calcul du ferraillage à L'ELU:	91
III.5.1.3.2	Vérifications à ELS:	92
III.5.1.3.3	Vérification à l'ELU:	94
III.5.1.3.4	Vérification de la flèche (Art B 6.5.1) :	95
III.5.1.4	Schéma de ferraillage:.....	98
III.5.2	Calcul de l'escalier pour le bloc A :	99
III.5.2.1	Volée 1 :	100
III.5.2.2	Volée 2 :	102
III.5.2.3	Volée 3 :	104
III.5.2.4	Ferraillage:	106
III.5.2.4.1	Calcul du ferraillage à L'ELU:	106
III.5.2.4.2	Vérifications à ELS:	107
III.5.2.4.3	Vérification à l'ELU:	108
III.5.2.4.4	Vérification de la flèche (Art) :	109
III.5.2.5	Schéma de ferraillage:.....	111
III.5.3	Calcul de l'escalier pour le bloc C :	113
III.5.3.1	Volée 1 :	114
III.5.3.2	Volée 2 et 3 :	116
III.5.3.3	Ferraillage:	117
III.5.3.3.1	Calcul du ferraillage à L'ELU:	117
III.5.3.3.2	Vérifications à ELS:	118
III.5.3.3.3	Vérification à l'ELU:	119
III.5.3.3.4	Vérification de la flèche :	120
III.5.3.4	Schéma de ferraillage:.....	121
III.6	Etude des poutres palière :	123
III.6.1	Etude de la poutre palière pour le minaret :	123
III.6.1.1	Ferraillage:	126

III.6.1.1.1	Calcul du ferrailage à L'ELU:	126
III.6.1.1.2	Vérifications à ELS :.....	127
III.6.1.1.3	Vérification à l'ELU:	128
III.6.1.2	Schéma de ferrailage:.....	129
III.6.2	Etude de la poutre palière bloc A :.....	130
III.6.2.1	Ferrailage:	133
III.6.2.1.1	Calcul du ferrailage à L'ELU:	133
III.6.2.1.2	Vérifications à ELS :.....	134
III.6.2.1.3	Vérification à l'ELU:	135
III.6.2.2	Schéma de ferrailage:.....	136
III.6.3	Etude de la poutre palière pour le bloc C :.....	137
III.6.3.1	Ferrailage:	140
III.6.3.1.1	Calcul du ferrailage à L'ELU:	140
III.6.3.1.2	Vérifications à ELS :.....	141
III.6.3.1.3	Vérification à l'ELU:	142
III.6.3.2	Schéma de ferrailage:.....	143
III.7	Etude des coupoles :	144
III.7.1	Les coupoles de la salle de prier et le bureau de l'IMAM :	144
III.7.1.1	Calcul des efforts:	144
III.7.1.2	Ferrailage de la coupole:.....	145
III.7.1.3	Schéma de ferrailage de la coupole:	146
III.7.2	Ferrailage de la poutre de ceinture:	147
III.7.2.1	Schéma de ferrailage de la poutre de ceinture :	148
III.7.3	La coupole de minaret :	149
III.7.3.1	Calcul des efforts	149
III.7.3.2	Ferrailage de la coupole:.....	149
III.7.3.3	Schéma de ferrailage de la coupole:	151
III.7.4	Ferrailage de la poutre de ceinture:	151
III.7.4.1	Schéma de ferrailage de la poutre de ceinture :	153

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.1	Introduction :	159
IV.2	L'étude dynamique :.....	159
IV.2.1	Paramètres sismique à prendre en compte ;	159
IV.2.1.1	Zone sismique:	159
IV.2.1.2	Importance de l'ouvrage (catégorie):.....	160

IV.2.2	Méthodes de calcul de l'action sismique:	160
IV.2.2.1	La méthode statique équivalente:.....	160
IV.2.2.2	La méthode modale spectrale:	160
IV.2.3	Choix de la méthode de calcul:	161
IV.2.4	Modélisation de la structure :.....	161
IV.2.4.1	Modélisation de la rigidité:	161
IV.2.4.2	Modélisation de la masse :.....	162
IV.2.5	Présentation du logiciel ETABS :	162
IV.2.6	Etapas de modélisation :.....	162
IV.2.7	Caractéristiques géométriques des blocs :.....	163
IV.2.8	Le spectre de réponse de calcul RPA99/2003 :.....	165
IV.2.8.1	Détermination des paramètres du spectre de réponse :.....	166
IV.2.9	Détermination du poids total de la structure:	184
IV.2.10	Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalent:	185
IV.2.11	Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode modale spectral:.....	186
IV.2.12	Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur:.....	197
IV.2.13	Vérification des conditions réglementaires imposées par le RPA:	205

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

V.1	Introduction :	211
V.2	Ferraillage des poteaux :.....	211
V.2.1	Ferraillage longitudinale :	212
V.2.2	Armatures transversales :	213
V.2.3	Procédure de calcul des armatures longitudinales:	214
V.2.4	Exemple de calcul de poteau carré (50x50):	221
V.2.5	Schémas des ferrailages des poteaux :	230
V.2	Ferraillage des poutres :.....	231
V.2.1	Recommandation du RPA99 Version 2003 :	231
V.2.2	Recommandations des règles CBA93 :.....	232
V.2.2.1	Caractéristiques géométrique des poutres et des matériaux qui les constituent :	232
V.2.3	Calcul des armatures longitudinal (méthode général) :.....	233
V.2.4	Armature transversales:.....	237
V.2.5	Ferraillage des poutres:	238

V.2.5.1	Exemple de calcul poutre 60x40 bloc B :	238
V.2.6	Schémas des ferraillements des poutres:	249

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1	Introduction :	262
VI.2	Différents types des fondations:	262
VI.2.1	Fondations superficielles:.....	262
VI.2.2	Fondations massives:.....	262
VI.2.3	Fondations profondes:	262
VI.3	Choix du type de fondation:	262
VI.4	Etude de fondation de minaret.....	264
VI.4.1	Etude du radier général :	264
VI.4.2	Caractéristique géométrique du radier:	266
VI.4.3	Les vérifications nécessaires:	267
VI.4.3.1	Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique:	267
VI.4.3.2	Vérification au poinçonnement:.....	267
VI.4.4	Vérification de la stabilité du minaret :	268
VI.4.5	Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :.....	268
VI.4.6	Evaluation et vérification des contraintes sous le radier:.....	269
VI.4.7	Ferraillage du radier :	271
VI.4.7.1	Ferraillage de la dalle du radier :	271
VI.4.8	Schéma de ferraillage du radier :.....	274
VI.5	Etude des fondations de la salle de prière et le bureau :.....	275
VI.5.1	Pré dimensionnement de la semelle isolée sous de poteau le plus sollicité :... 275	
VI.5.1.1	Les sollicitations de calcul :.....	275
VI.5.1.2	Homothétie des dimensions:.....	275
VI.5.2	Calcul du ferraillage:.....	277
VI.5.3	Schéma de ferraillage d'une semelle isolé Sous poteaux carré :.....	279
VI.6	Les longrines :	281
VI.6.1	Pré dimensionnement : (Art 10.1.1.b).....	281
VI.6.2	Sollicitations : (Art 10.1.1.b).....	281
VI.6.3	Ferraillage :	281
VI.6.4	Schéma de ferraillage :.....	283

Chapitre VII : Etude au vent du minaret

VII.1	Introduction :	284
VII.1.1	La méthode de deux points (vent trapézoïdal) :	285

VII.1.2	La méthode de trois points (vent parabolique) :.....	286
VII.1.3	calcul de la pression dynamique de vent (q_{dy}) :.....	286
VII.1.3.1	Calcul du coefficient d'exposition au vent C_e :.....	287
VII.1.3.2	Calcul à l'aide de 2 points (vent trapézoïdal):	287
VII.1.4	Etude de la stabilité au vent du minaret sous l'action du vent :.....	289
VII.1.4.1	Les courbes des moments :	291
VII.2	Conclusion:.....	292
	Conclusion général :	293
	Bibliographie :	294

LA LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I :

Tableau. I.1: Les dimensions en plans et en élévation de la structure.....	3
Tableau. I.2: Le dosage des composant d'un mètre cube de béton.	6
Tableau. I.3: Tableau récapitulatif sur les caractéristiques de béton.....	10
Tableau. I.4: Caractéristiques physiques de l'acier.	11
Tableau. I.5: Types des actions.....	17

Chapitre II :

Tableau. II.1: Dimensionnement du plancher à corps creux	20
Tableau. II.2: Pré dimensionnement de l'escalier à volées droites (bloc A).....	24
Tableau. II.3: Pré dimensionnement de l'escalier balancé à double quartier tournant.....	25
Tableau. II.4: Pré dimensionnement de l'escalier de minaret.	26
Tableau. II.5: Dimensionnement et vérification des sections des poutres	28
Tableau. II.6: Dimensionnement et vérification des sections des poutres de ceinture.....	30
Tableau. II.7: Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible.	31
Tableau. II.8: Charges permanentes du plancher dalle pleine terrasse inaccessible.	31
Tableau. II.9: Charges permanentes du plancher dalle pleine toiture à deux versants.....	32
Tableau. II.10: Évaluation des charges pour plancher étage courant	32
Tableau. II.11: Évaluation des charges pour les escaliers (Paliers).	33
Tableau. II.12: Évaluation des charges pour les escaliers (Paillasse).	33
Tableau. II.13: Évaluation des charges pour les escaliers Palier.....	34
Tableau. II.14: Évaluation des charges pour les escaliers Paillasse.....	34
Tableau. II.15: Charges permanentes de balcon.....	35
Tableau. II.16: Évaluation des charges pour les murs a double cloison.....	35
Tableau. II.17: Descente des charges pour poteau Intermédiaire bloc B.	41
Tableau. II.18: Tableau récapitulatif pour les poteaux.....	43
Tableau. II.19: les sections des poteaux adopté.	43

Chapitre III :

Tableau. III.1: La charge permanente de l'acrotère	45
Tableau. III.2: les charges de la poutrelle avant coulage.	60
Tableau. III.3: tableau de calcul des étaitements.....	61
Tableau. III.4: Tableau récapitulatif des charges appliqué sur la poutrelle	62

Tableau. III.5: Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELU	69
Tableau. III.6: Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle type 1à l'ELS.....	70
Tableau. III.7: Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELU.....	71
Tableau. III.8: Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2à l'ELS....	
.....	73
Tableau. III.9: Récapitulative des moments et des efforts tranchants de calcul.	73
Tableau. III.10: Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELU.....	74
Tableau. III.11: Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELS.....	76
Tableau. III.12: Récapitulative des moments et des efforts tranchants de calcul.	77
Tableau.III.13 : Tableau récapitulatif des armatures en travée et en appuis.....	79
Tableau.III.14 : Tableau récapitulatif des résultats de vérification de la contrainte dans le béton.....	82
Tableau.III.15 : Vérification de la flèche de la poutrelle.....	83
Tableau.III.16 : charges et surcharges de palier et de paillasse.	86
Tableau.III.17 : Charge à l'ELU et l'ELS de palier et de paillasse.....	86
Tableau.III.18 : Moment et effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	91
Tableau.III.19 : Hypothèse de calcule.....	91
Tableau.III. 20 : Ferrailage calculé de l'escalier en appui et en travée.....	92
Tableau.III.21 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier...	93
Tableau.III.22 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.....	93
Tableau.III.23 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	97
Tableau.III.24 : charges et surcharges de paillasse et de palier.....	99
Tableau.III.25 : Charge à l'ELU et l'ELS de paillasse et de palier.....	99
Tableau.III.26 : le moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	106
Tableau.III.27 : hypothèse de calcule.....	106
Tableau.III.28 : Ferrailage calculé de l'escalier en appui et en travée.....	107
Tableau.III.29 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier..	107
Tableau.III.30 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.....	108
Tableau.III.31 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	110
Tableau.III.32: charges et surcharges des volées.....	113
Tableau.III.33 : Charge à l'ELU et l'ELS de volées.....	113
Tableau.III.34 : Le moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	117
Tableau.III.35 : hypothèse de calcule.....	118
Tableau.III.36 : Ferrailage calculé de l'escalier en appui et en travée.....	118
Tableau.III.37 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier..	118
Tableau. III.38 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.....	118

Tableau.III.39 : Vérification de la flèche de l'escalier.....	121
Tableau.III.40 : Charge à l'ELU et l'ELS de volées 1.....	124
Tableau.III.41 : moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	125
Tableau.III.42 : hypothèse de calcul.....	126
Tableau.III.43 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.....	126
Tableau.III.44 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier..	128
Tableau.III.45 : Charge à l'ELU et l'ELS de volées 1.....	131
Tableau.III.46 : .moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	132
Tableau.III.47 : hypothèse de calcul.	133
Tableau.III.48 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.....	133
Tableau.III.49 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier..	135
Tableau.III.50 : Charge à l'ELU et l'ELS de volées 1.....	138
Tableau.III.51 : moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.....	139
Tableau.III.52 : hypothèse de calcul.....	140
Tableau.III.53 : Ferrailage de la poutre palier en appui et en travée.....	140
Tableau.III.54 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier..	142
Tableau.III.55 : sollicitations de calcul des dalles pleines.....	154
Tableau.III.56 : Moments et efforts tranchants dans la dalle.....	155
Tableau.III.57 : Calcul des armatures à L'ELU.....	156
Tableau.III.58 : Ferrailage de la dalle.....	157

Chapitre IV :

Tableau. IV.1 : Valeur de coefficient d'accélération de la zone.....	166
Tableau. IV.2 : Valeurs des pénalités P q.....	168
Tableau. IV.3 : La période fondamentale de la structure.....	169
Tableau. IV.4 : Coefficient d'amortissement critique.....	170
Tableau. IV.5 : Facteur d'amplification dynamique moyenne.....	171
Tableau. IV.6 : Résumé des résultats.....	172
Tableau. IV.7 : Mode de vibration et taux de participation massique salle de prière (Bloc B).	173
Tableau. IV.8 : Mode de vibration et taux de participation massique de BLOC A.	176
Tableau. IV.9 : Mode de vibration et taux de participation massique de bureau d'IMAM..	179
Tableau. IV.10 : Mode de vibration et taux de participation massique de minaret.	181
Tableau. IV.11 : Poids totale de la salle de prière bloc B.	184
Tableau. IV.12 : Poids totale de la salle de prière bloc A.	184
Tableau. IV.13 : Poids total de bureau d'Imam.	185

Tableau. IV.14 : Poids totale de minaret.	185
Tableau. IV.15 : les valeurs de l'effort sismique « bloc B ».	185
Tableau. IV.16 : les valeurs de l'effort sismique « bloc A ».	186
Tableau. IV.17 : les valeurs de l'effort sismique « bureau ».	186
Tableau. IV.18 : les valeurs de l'effort sismique « le minaret ».	186
Tableau. IV.19 : Effort tranchant modale de salle prière bloc B.	187
Tableau. IV.20 : Effort tranchant modale de salle prière bloc A.	187
Tableau. IV.21 : Effort tranchant modale de bureau d'Imam.	187
Tableau. IV.22 : Effort tranchant modale de minaret.	187
Tableau. IV.23 : Vérification de l'indépendance des modes.	188
Tableau. IV.24 : Les valeurs des réponses modales par la méthode numérique.	189
Tableau. IV.25 : Vérification de l'indépendance des modes.	189
Tableau. IV.26 : Les valeurs des réponses modales par la méthode numérique.	189
Tableau. IV.27 : Vérification de l'indépendance des modes.	189
Tableau. IV.28 : Les valeurs des réponses modales par la méthode numérique.	190
Tableau. IV.29 : Vérification de l'indépendance des modes.	190
Tableau. IV.30 : Les valeurs des réponses modales par la méthode numérique.	190
Tableau. IV.31 : Le déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'	192
Tableau. IV.32 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'	192
Tableau. IV.33 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'	192
Tableau. IV.34 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'	192
Tableau. IV.35 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'	193
Tableau. IV.36 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'	193
Tableau. IV. 37 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'	193
Tableau. IV.38 : Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'	193
Tableau. IV.39 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'	195
Tableau. IV.40 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'	195
Tableau. IV.41 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'	195
Tableau. IV.42 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'	195
Tableau. IV.43 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'	196
Tableau. IV.44 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'	196
Tableau. IV.45 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'	196
Tableau. IV.46 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'	196
Tableau. IV.47 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'	199
Tableau. IV.48 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'	199
Tableau. IV.49 : moment de renversement.	200

Tableau. IV.50 : moment de renversement.	200
Tableau. IV.51 : vérification du renversement.	200
Tableau. IV.52 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'.	201
Tableau. IV.53 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'.	201
Tableau. IV.54 : moment de renversement.	201
Tableau. IV.55 : moment de renversement.	201
Tableau. IV.56 : vérification du renversement.	202
Tableau. IV.57 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'.	202
Tableau. IV.58 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'.	202
Tableau. IV.59 : moment de renversement.	203
Tableau. IV.60 : moment de renversement.	203
Tableau. IV.61 : vérification du renversement.	203
Tableau. IV.62 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'.	203
Tableau. IV.63 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'.	204
Tableau. IV.64 : moment de renversement.	204
Tableau. IV.65 : moment de renversement.	204
Tableau. IV.66 : vérification du renversement.	205
Tableau. IV.67 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la salle de prière bloc B....	205
Tableau. IV.68 : Vérification de l'effort tranchant à la base de bloc A.	205
Tableau. IV.69 : Vérification de l'effort tranchant à la base de bureau.	206
Tableau. IV.70 : Vérification de l'effort tranchant à la base de minaret.	206
Tableau. IV.71 : Evaluation des excentricités, centre de masse et de rigidité de bloc B....	207
Tableau. IV.72 : Evaluation des excentricités, centre de masse et de rigidité de bloc A....	207
Tableau. IV.73 : Evaluation des excentricités, centre de masse et de rigidité de bureau....	207
Tableau. IV.74 : Evaluation des excentricités, centre de masse et de rigidité de minaret...	207
Tableau. IV.75 : vérification de l'effort normal.	208
Tableau. IV.76 : vérification de l'effort normal.	208
Tableau. IV.77 : vérification de l'effort normal.	208
Tableau. IV.78 : vérification de l'effort normal.	209

Chapitre V :

Tableau. V.1 : Caractéristiques mécanique des matériaux.....	212
Tableau. V.2 : Ferrailage maximale et minimale.....	213
Tableau. V.3 : Les sollicitations plus défavorables obtenues par ETABS.....	220
Tableau. V.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage minimal et maximal (poteau 50x50)....	221
Tableau. V.5 : Sollicitations et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul.....	221

Tableau. V.6 :	Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux.....	226
Tableau. V.7 :	Tableau récapitulatif de choix des armatures des poteaux.....	227
Tableau. V.8 :	Vérification de pourcentage maximal des armatures pour les poteaux.....	227
Tableau. V.9 :	Longueur de recouvrement.....	227
Tableau. V.10 :	Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.....	228
Tableau. V.11 :	Tableau récapitulatif des armatures transversales.....	228
Tableau. V.12 :	Vérification des contraintes dans le béton.....	229
Tableau. V.13 :	Vérification de flambement des poteaux.....	229
Tableau. V.14 :	Vérification de l'effort normale ultime.....	230
Tableau. V.15:	combinaisons de charges.....	231
Tableau. V.16:	caractéristiques des poutres.....	232
Tableau. V.17:	Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS pour poutre 60x40.....	238
Tableau. V.18 :	Les sollicitations de calcul des armatures en travée.	238
Tableau. V.19 :	Les sollicitations de calcul des armatures en appuis.....	239
Tableau. V.20:	Tableau récapitulatif de ferrailage des PP.	244
Tableau. V.21:	Tableau récapitulatif de ferrailage des ps.	245
Tableau. V.22:	La longueur minimale de recouvrement	245
Tableau. V.23:	Tableau récapitulatif de vérification des pp à l'ELU.....	246
Tableau. V.24:	Tableau récapitulatif de vérification des PS à l'ELU.	247
Tableau. V.25:	Tableau récapitulatif de vérification des poutres PP à l'ELS.	247
Tableau. V.26:	Tableau récapitulatif de vérification des poutres PS à l'ELS.	248
Tableau. V.27:	Tableau récapitulatif de choix des armatures longitudinal des poutres.	248
Tableau. V.28:	Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres....	249
Tableau. V.29 :	les combinaisons d'actions à considérer.	253
Tableau. V.30 :	Les sollicitations plus défavorables obtenues par ETABS.	258
Tableau. V.31 :	Tableau récapitulatif du ferrailage de voile	259

Chapitre VI :

Tableau. VI.1:	Vérification de la stabilité au renversement du radier.....	269
Tableau. VI.2:	Vérification des contraintes.....	270
Tableau. VI.3:	Les moments à L'ELU.	272
Tableau. VI.4:	Les moments à L'ELS.	272
Tableau. VI.5:	Calcul des armatures à L'ELU.	273
Tableau. VI.6:	Vérification des contraintes dans le béton (sens xx) et (sens yy).....	274
Tableau. VI.7:	les sollicitations applique sur la semelle.	275

Tableau. VI.8: les sollicitations applique sur la semelle.	278
Tableau. VI.9: Caractéristiques géométriques de la semelle	278
Tableau. VI.10: vérification des conditions de rigidité	278
Tableau. VI.11: Armatures longitudinale de la semelle	278
Tableau. VI.12: Valeurs de α	281

Chapitre VII :

Tableau. VII.1: catégories de terrain	287
Tableau. VII.2: valeurs de q_h pour les différent niveau du minaret.	288
Tableau. VII.3: valeurs de F et M_{renv} pour les différent niveau du minaret.	290
Tableau. VII.4: vérification du renversement.....	290

LA LISTE DES FIGURES

Chapitre I :

Figure. I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure. I.2 : diagramme contrainte déformations du béton à ELU.....	9
Figure. I.3 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.....	9
Figure. I.4 : les aciers de construction.....	11
Figure. I.5 : Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	12
Figure. I.6 : Diagramme des déformations limites de la section.....	15

Chapitre II :

Figure. II.1 : Dessin d'un plancher en corps creux.....	19
Figure. II.2 : Dimension de la poutrelle.....	21
Figure. II.3 : schéma d'un escalier.....	23
Figure. II.4 : L'escalier à volées droites avec paliers intermédiaires.....	23
Figure. II.5 : Escalier balancé à double quartier tournant.....	24
Figure. II.6 : Escaliers à volées droits avec palier intermédiaire.....	26
Figure. II.7 : schéma de l'acrotère.....	27
Figure. II.8 : Dimensions de la poutre.....	28
Figure. II.9 : Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible.....	30
Figure. II.10 : Détail des constituants du plancher étage courant.....	32
Figure. II.11 : Mur extérieur a double cloison.....	35
Figure. II.12 : Coupes de voiles en élévation.....	36
Figure. II.13 : Coupes de voiles en plan.....	37
Figure. II.14 : section réduit de poteau.....	38
Figure. II.15 : schéma de poteau Intermédiaire bloc B.....	41

Chapitre III :

Figure III.1 : schéma et coupe transversal de l'acrotère.....	44
Figure III.2. Diagramme des efforts à l'ELU.....	46
Figure III.3 : Section de calcul d'acrotère.....	46
Figure III.4 : Schéma de ferrailage d'acrotère.....	52
Figure III.5 : schéma statique de balcon à l'ELU.....	53
Figure III.6 : schéma statique de balcon à l'ELS.....	53
Figure III.7 : Section de calcul de balcon.....	54
Figure .III.8: Schéma de ferrailage du balcon.....	58

Figure.III.9: Les différentes dimensions du plancher.....	59
Figure. III.10 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.....	60
Figure.III.11 : Poutrelle préfabriqué et corps creux.....	60
Figure. III.12 : Travée avec trois étais espacés de 1,125 m.....	61
Figure.III.13: La section en T de la poutrelle.....	62
Figure.III.14 : Schéma statique de poutrelle type 1.....	65
Figure.III.15 : Diagramme de Moment fléchissons à L'ELU.....	67
Figure.III.16 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.....	68
Figure.III.17 : Schéma statique de poutrelle type 1.....	69
Figure.III.18 : Diagramme des tranchants à L'ELS.....	70
Figure.III.19 : Diagramme de Moment fléchissons à L'ELS.....	70
Figure.III.20 : Schéma statique de la poutrelle type 2.....	71
Figure.III.21 : Diagramme des tranchants à L'ELU.....	72
Figure.III. 22: Diagramme de Moment fléchissons à ELU.....	72
Figure.III.23 : Schéma statique de la poutrelle type 2.....	72
Figure.III.24 : Diagramme des tranchants à L'ELS.....	73
Figure.III.25 : Diagramme des Moments fléchissons à ELS.....	73
Figure.III.26 : Schéma statique de la poutrelle.....	74
Figure.III.27 : Diagramme des tranchants à L'ELU.....	75
Figure.III.28 : Diagramme de Moment fléchissons à ELU.....	75
Figure.III.29 : Schéma statique de la poutrelle.....	75
Figure.III.30 : Diagramme des tranchants à L'ELS.....	76
Figure.III.31 : Diagramme des Moments fléchissons à ELS.....	76
Figure.III.32 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.....	77
Figure.III.33 : L'ancrage des barres.....	81
Figure.III.34 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	85
Figure.III.35 : Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).....	85
Figure.III.36 : Les schémas statiques des escaliers de minaret.....	86
Figure.III.37 : Le schéma statique de Volée 1 à L'ELU.....	87
Figure.III.38 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELU.....	87
Figure.III.39 : Le schéma statique de Volée 1 à L'ELS.....	88
Figure.III.40 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELS.....	88
Figure.III.41 : Le schéma statique de Volée 2 à L'ELU.....	89
Figure.III.42 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELU.....	89
Figure.III.43 : Le schéma statique de Volée 2 à L'ELS.....	90
Figure.III.44 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELS.....	90

Figure.III.45 : La section du calcul de l'escalier.....	91
Figure.III.46 : Schéma du ferrailage de volée 01.....	98
Figure.III.47 : Schéma du ferrailage des autres voleés.....	98
Figure .III.48 : les schéma statique des escaliers de bloc A.....	99
Figure .III.49 : schema statique volée 1 à l'ELU.....	100
Figure.III.50 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU.....	100
Figure .III.51 : schema statique volée 1 à l'ELS.....	101
Figure.III.52 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant ELS.....	101
Figure .III.53 : schema statique de volée 2 à l'ELU.....	102
Figure.III.54 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant ELS.....	102
Figure .III.55 : schema statiquede volée 2 à l'ELS.....	103
Figure.III.56 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant ELS.....	103
Figure .III.57 : schema statique de volée 3à l'ELU.....	104
Figure.III.58 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant ELU.....	104
Figure .III.59 : schema statique de volée 3 à l'ELS.....	105
Figure.III.60 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS.....	105
Figure.III.61 : La section du calcul de l'escalier.....	106
Figure.III.62 : Schéma du ferrailage des voleés.....	111
Figure.III.63 : Schéma du ferrailage des voleés.....	111
Figure.III.64 : Schéma du ferrailage des voleés.....	112
Figure.III.65 : Les schémas statiques des escaliers de bloc C.....	113
Figure.III.66 : le schéma statique de volée 1 à l'ELU.....	114
Figure.III.67 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU.....	114
Figure.III.68 : Le schéma statique de volée 2 à l'ELS.....	115
Figure.III.69 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELS.....	115
Figure.III.70 : le schéma statique de volée 1 à l'ELU.....	116
Figure.III.71 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU.....	116
Figure.III.72 : le schéma statique de volée 1 à l'ELS.....	116
Figure.III.73 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELS.....	117
Figure.III.74 : La section du calcul de l'escalier.....	117
Figure.III.75 : Schéma du ferrailage de voleé 1.....	121
Figure.III.76 : Schéma du ferrailage de voleé 2.....	122
Figure.III.77 : Schéma du ferrailage de voleé 3.....	122
Figure.III.78 : schéma statique de la poutre palière.....	123
Figure.III.79 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS.	125
Figure.III.80 : La section du calcul de l'escalier.....	126

Figure.III.81 : Schéma du ferrailage de la poutre palier.....	129
Figure.III.82 : schéma statique de la poutre palière.....	130
Figure.III.83 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS.....	132
Figure.III.84 : La section du calcul de l'escalier.....	133
Figure.III.85 : Schéma du ferrailage de la poutre palier.....	136
Figure.III.86 : schéma statique de la poutre palière.....	137
Figure.III.87 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS.....	139
Figure.III.88 : La section du calcul de l'escalier.....	140
Figure.III.89 : Schéma du ferrailage de la poutre palier.....	143
Figure III.90 : Schéma statique de la coupole de la salle de prière et le bureau de l'imam.	144
Figure.III.91 : ferrailage de la coupole.....	146
Figure.III.92 : Schéma du ferrailage de la poutre de ceinture.....	148
Figure III.93 : Schéma statique de la coupole de minaret.....	149
Figure.III.94 : ferrailage de la coupole.....	151
Figure.III.95 : Schéma du ferrailage de la poutre de ceinture.....	153
Figure.III.96 : schéma montrant la géométrie de la dalle.....	154
Figure.III.97 : schéma de ferrailage de la dalle.....	158

Chapitre IV :

Figure. IV.1 : Dimensions en plan salle de prière.	163
Figure. IV.2 : Dimensions en plan Le bloc A (ou C).	164
Figure. IV.3 : Dimensions en plan de bureau d'Imam.	164
Figure. IV.4 : Dimensions en plan le minaret.	165
Figure. IV.5 : Facture d'amplification dynamique.	170
Figure. IV.6 : Spectre de réponse de calcul salle de prière (bloc A, B, C et le bureau) et le minaret.	171
Figure. IV.7 : salle de prière « Bloc B » (Vue 3D).	173
Figure. IV.8 : Premier mode (translation YY) bloc B (Vue 3D).	174
Figure. IV.9 : Deuxième mode (translation XX) bloc B (Vue 3D).	175
Figure. IV.10 : Troisième mode (Rotation ZZ) bloc B (Vue 3D).	175
Figure. IV.11 : Salle de prière « Bloc A » (Vue 3D).	176
Figure. IV.12 : Premier mode (translation YY) de bloc A (Vue 3D).	177
Figure. IV.13 : Deuxième mode (translation XX) de bloc A (Vue 3D).	177
Figure. IV.14 : Troisième mode (Rotation ZZ) de bloc A (Vue 3D).	178
Figure. IV.15 : le bureau d'IMAM (Vue 3D).	178
Figure. IV.16 : Premier mode (translation YY) le bureau d'IMAM (Vue 3D).	179
Figure. IV.17 : Deuxième mode (translation XX) le bureau d'IMAM (Vue 3D).	180

Figure. IV.18 : Troisième mode (Rotation ZZ) le bureau d'IMAM (Vue 3D).	180
Figure. IV.19 : la vue de minaret en 3D.	181
Figure. IV.20 : Premier mode (translation YY) de minaret (Vue 3D).	182
Figure. IV.21 : Deuxième mode (translation XX) de minaret (Vue 3D).....	183
Figure. IV.22 : Troisième mode (Rotation ZZ) de minaret (Vue 3D).....	183
Figure. IV.23 : schéma représentatif des efforts sismique appliqués à chaque étage.....	198
Figure. IV.24 : Largeur minimum du joint sismique.	209
Figure. IV.25 : Disposition de joint sismique.	210

Chapitre V :

Figure. V.1 : schéma des efforts appliqués sur la section.....	211
Figure. V.2 : Les excentricités d'une section en flexion composée.....	216
Figure. V.3 : Ferrailage des poteaux carrés.....	230
Figure. V.4 : schéma d'une section rectangulaire.	233
Figure. V.5 : schéma de ferrailage des poutres principales en travée et en appuis bloc B. ...	249
Figure. V.6 : schéma de ferrailage des poutres secondaire en travée et en appuis bloc B....	249
Figure. V.7 : schéma de ferrailage des poutres principales en travée et en appuis Bureau. .	250
Figure. V.8 : schéma de ferrailage des poutres secondaire en travée et en appuis Bureau...	250
Figure.V.9 : schéma de ferrailage des poutres principales en travée et en appuis bloc A et C...	250
Figure.V.10 : schéma de ferrailage des poutres secondaire en travée et en appuis bloc A et C.	251
Figure.V.11 : schéma de ferrailage des poutres principales en travée et en appuis minaret.	251
Figure.V.12 : schéma de ferrailage des poutres secondaire en travée et en appuis minaret.	251
Figure. V.13 : Sollicitations des voiles.	252
Figure. V.14 : Schème des recommandations de ferrailage selon RPA/2003	254
Figure. V.15 : Schème des contraintes dans une section entièrement comprimée	256
Figure. V.16 : Schème des contraintes dans une section partiellement comprimée.	256
Figure. V.17 : Schème des contraintes dans une section entièrement tendue.....	256
Figure. V.18 : dimensions des voiles	258
Figure. V.19 : Schéma de ferrailage du voile.	261

Chapitre VI :

Figure. VI. 1 : schémas représentatif des semelles isolées.	263
Figure. VI.2 : Présentation des éléments d'un radier.....	263
Figure. VI.3 : Centre de gravité.	266
Figure. VI.4 : diagramme des contraintes transmises au sol par le radier.	270
Figure. VI.5 : Le panneau du radier.	271

Figure. VI.6: schéma de ferrailage du radier.	274
Figure. VI.7: schéma de ferrailage du radier dans les deux sens	274
Figure. VI.8: Semelle isolée.....	275
Figure. VI.9: Schéma de ferrailage d'une semelle isolé sous poteaux carré.	279
Figure. VI.10: Schéma de ferrailage d'une semelle isolé sous poteaux carré.	280
Figure. VI.11: Ferrailage des longrines	283

Chapitre VII :

Figure. VII.1: vues en plan et en élévation du minaret.....	284
Figure. VII.2: l'action de vent trapézoïdal.....	285
Figure. VII.3: l'action de vent parabolique.	286
Figure. VII.4: L'action de vent au milieu et à la base et le sommet du minaret.....	288
Figure. VII.5: la courbe de la pression dynamique à la basse et milieu du minaret.	288
Figure. VII.6: la courbe de la pression dynamique au sommet du minaret.	289
Figure. VII.7: la courbe de moment stabilisateur.	291
Figure. VII.8: la courbe de moment de renversement.	291
Figure. VII.9: la courbe de moment stabilisateur sur le moment de renversement.	292

LA LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_{min} : Section d'armature minimale déterminée par les règlements.

A_{max} : Section d'armature maximale.

A_r : Armature de répartition.

A_s : Section d'armature.

b : Largeur.

b_0 : Largeur de la nervure.

C_p : Facteur de force horizontale.

C_t : Coefficient de période.

D : Facteur d'amplification dynamique.

d : La distance séparant la fibre la plus comprimé et les armatures inferieures.

d' : La distance entre les armatures inferieures et la fibre la plus tendue.

$\Delta_{Kx,y}$: correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$.

$\delta_{x,y}$: Déplacements horizontaux au niveau k dans le sens x et le sens y successivement.

$\delta_{(ek) x,y}$: Déplacements dus aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

e : Epaisseur, excentricité.

E : Module de Young.

E_b : Module de déformation différée.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité diffère.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force sismique de niveau.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

f_{cj} : Resistance a la compression du béton a $\{j\}$ jours.

f_{tj} : Resistance a la traction du béton a $\{j\}$ jours.

f_{c28} : Resistance caractéristique à la compression du béton a 28 jours d'âge.

f_{t28} : Resistance caractéristique à la traction du béton a 28 jours d'âge.

g : Largeur de la marche.

G : Action permanente.

h : Facteur de correction d'amortissement.

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

h_n : la hauteur, mesurée en mètre, à partir de la base de la structure.

h_r : L'épaisseur du radier.

I_x, I_y : Moment d'inertie.

K : Coefficient de raideur de sol.

K_0 : Coefficient de poussé.

L : Longueur.

L_0 : La longueur de la projection horizontale de la paillasse.

L_e : Longueur élastique.

M : Moment fléchissant.

M_a : Moment en appui.

M_s : Moment stabilisateur du aux charges verticales.

M_t : Moment en travée.

N : Effort normal.

n : Nombre d'étage.

N_u : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

P_k : poids total de la structure et des charges.

Q : Action d'exploitation, facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

St : Espacement.

T : Effort tranchant, période.

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

V : Force sismique total.

V_t : Forces sismiques à la base.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

W : Poids total de la structure.

W_i : Poids au niveau {i}.

γ_b : Coefficient de sécurité de béton.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

γ_s : Coefficient de sécurité d'acier.

ε : Déformation relative.

θ : Coefficient d'application.

φ : Angle de frottement.

η : Coefficient de fissuration.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton.

σ_s : Contrainte d'acier.

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte admissible d'acier.

σ_m : Contrainte moyenne.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

τ : Contrainte ultime de cisaillement.

μc : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier.

μ : Moment ultime réduit.

ζ : Pourcentage d'amortissement critique.

ν : Coefficient de poisson.

λ : Elancement.

Y : Position de l'axe neutre.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I : Moment d'inertie.

I_{fi} : Moment d'inertie fictive pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictive pour les déformations différées.

F : La force du vent à la base du bâtiment.

M_{renv} : Le moment de renversement d'ensemble par rapport à la base.

M_{stab} : Le moment stabilisateur.

H : hauteur totale du minaret.

q_0 : pression dynamique de vent à la base du minaret.

q_2 : pression dynamique de vent au sommet du minaret.

q_{dyn} : la pression dynamique de vent

q_{ref} : est la pression dynamique de référence en fonction de la zone du vent

C_e : Calcul du coefficient d'exposition au vent.

C_r : est le coefficient de rugosité.

C_t : est le coefficient de topographie.

$I_v(z)$: est intensité de turbulence.

Z : en(m) est la hauteur considérée.

K_t : facteur de terrain.

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

Introduction général :

Une mosquée est un lieu de culte pouvant rassembler des dizaines de personnes à la fois. Lors des catastrophes naturelles (séismes par exemple) ou en cas de conflit, son rôle dépasse celui de simple adoration. La conception et le dimensionnement d'une mosquée est donc différente d'un bâtiment ordinaire. Le minaret, élément symbolique d'une mosquée est modélisée en console verticale. Il doit donc être justifié vis-à-vis de l'action du vent. D'où l'importance de ce projet.

Notre projet de fin d'études consiste à calculer les éléments des différentes parties d'une mosquée, à savoir le minaret, la salle de prière (Bloc A, B (inclus la salle d'ablutions) et C) et bureau d'imam. Cette mosquée est implantée au centre ville de BOUIRA classée zone de moyenne séismicité IIa selon le règlement parasismique Algérien RPA99/2003.

Les calculs seront menés conformément au règlement parasismique algérien (RPA99, modifié en 2003) et aux règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

Notre travail est organisé en sept chapitres :

- ❖ Le premier chapitre consiste en une présentation complète du projet de la mosquée : définitions des différents éléments, choix des matériaux...
- ❖ Le deuxième est consacré au Pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux et descente des charges
- ❖ Le calcul des éléments secondaires fera l'objet du chapitre trois.
- ❖ Le quatrième chapitre présente l'étude dynamique et sismique de la structure. Les différentes composantes seront étudiées séparément et l'analyse des modèles en 3D sera faite en utilisant le logiciel de calcul ETABS.
- ❖ Le cinquième chapitre a pour objet le calcul du ferrailage des éléments porteurs principaux grâce à l'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS. Là aussi, les éléments seront calculés simultanément et séparément.

Introduction général

- ❖ Le sixième chapitre concerne l'étude de l'infrastructure. Le système de fondation du minaret est un radier général. Celui de la salle de prière et le bureau d'imam comportera des semelles isolées carrées.
- ❖ Par ailleurs au chapitre sept on a étudié l'influence de la hauteur sur la stabilité du minaret vis-à-vis de l'action du vent.

L'ensemble des chapitres présentés ci-dessus auront pour finalité l'étude d'une structure parasismique qui va être illustrée tout au long de notre travail.

I.1 Introduction :

Dans ce chapitre on va présenter l'ouvrage et ces différents éléments et de définir les caractéristiques géométriques ainsi que les matériaux utilisées, les hypothèses de calcul et les normes à respecter durant notre projet.

I.2 Présentation de l'ouvrage:

L'ouvrage à étudier est une mosquée en (R+1) avec un minaret de 19.79 m de hauteur. Ce projet est implanté dans la wilaya de BOUIRA qui est classée au zone IIa, de moyenne sismicité, selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

La structure est constituée de:

a) La salle de prière :

Au niveau RDC (h = 3.74m):

- ✓ Une salle de prière pour hommes.
- ✓ Bureau de l'IMAM avec une coupole (D = 3,2m ; H =1,6m).

Au niveau 1^{er} étage (mezzanine (h = 3.74m)) :

- ✓ Salle de prière pour hommes.
- ✓ Salle de prière pour femmes.
- ✓ 02 Bureaux.

Au niveau de la toiture :

- ✓ 04 Coupole (D = 3,2 m ; H = 1,64 m).
- ✓ Toiture à deux versants au milieu (L = 14 m et l = 8,8 m).

b) Salle d'ablutions :

c) Minaret:

A quelques mètres est érigé un minaret de 19.79 m de hauteur et de base rectangulaire.

I.2.1 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage:

Tableau. I.1 : les dimensions en plans et en élévation de la structure.

Élément	Longueur (m)	Largeur (m)	Hauteur (m)
Salle de prière	37,00	22,36	7,48
Bureau de l'IMAM	18,60	4,50	3,74
Salle d'ablution	18,60	5,00	3,74
Le minaret	5,03	3,3	19,79

I.2.2 Données sismiques de la structure:

Selon le RPA99/version 2003

- ✓ La mosquée est implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- ✓ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 1B (ouvrages de grande importance car pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes).
- ✓ Le site est considéré comme un site meuble S3 Selon le rapport de sol.

I.2.3 Caractéristiques du sol:

Selon le rapport géotechnique

- ✓ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_s = 2$ bars.

I.3 Les éléments de l'ouvrage:

I.3.1 Ossature et contreventement:

❖ Salle de prière et d'ablution :

Le contreventement de la salle de prière est assuré par des portiques autostables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

❖ Minaret :

Système fonctionnant en console verticale à masses réparties prédominants.

I.3.2 Planchers:

Ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Nous avons adopté dans ce projet des planchers en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles et des planches en dalle pleine.

a) Maçonnerie:

✓ Murs extérieures :

Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et de 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm.

✓ Murs intérieures :

Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

b) Les escaliers:

Le passage du niveau 1 au niveau 2 de la salle de prière est assuré par deux escaliers et le minaret comporte un escalier à pailleasse.

c) Terrasse:

La terrasse de la mosquée est inaccessible.

d) L'acrotère:

Comme la terrasse est inaccessible, entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur. L'acrotère a pour buts d'assurer la sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la façade.

e) Le revêtement:

Il contribue à l'isolation thermique et acoustique, on distingue :

- ✓ Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- ✓ Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ✓ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ✓ Céramique pour salle prière et d'ablution (dalle de sol et faïence).

f) Les fondations:

La fondation est un élément de transmission des charges de la superstructure au sol, le choix des fondations dépend de deux paramètres : type de superstructure et type de sol.

On prévoit un radier général sous le minaret et des fondations isolées sous poteaux pour la salle de prière et la salle des ablutions.

I.4 Caractéristiques des matériaux:

La structure est réalisée en béton armé, c'est-à-dire la combinaison de deux matériaux (béton et acier).

I.4.1 Béton:

a) Définition :

On appelle béton un matériau composé par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et d'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant).

b) Dosage du béton :

Tableau. I.2 : le dosage des composant d'un mètre cube de béton.

L'élément	Dosage
Ciment (CPA 32.5)	350 kg/m ³
Sable (0/5mm)	400 L
Gravier (15/25mm)	800 L
Eau de gâchage	175 L

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400Kg /m³.

I.4.1.1 Résistance à la compression f_{cj} (Art : A.2.1.1.1/ CBA 93) :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Pour notre projet la résistance en compression requise à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

✓ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours}$$
$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

✓ **Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:**

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

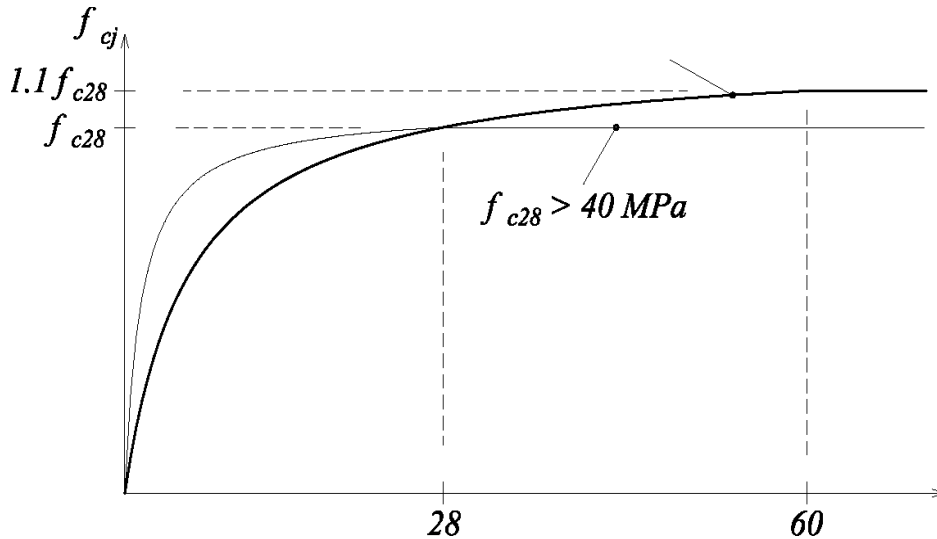


Figure. I.1 : Evolution de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

I.4.1.2 Résistance mécanique du béton à la traction (Art : A.2.1.1.2 /CBA 93) :

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

I.4.1.3 Modules de déformations longitudinales (Art : A.2.1.2 /CBA 93) :

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par : (Art : A.2.1.2.1/CBA 93)

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on a $E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$.

Le module de déformation longitudinal différée, pour des charges de longue durée d'application, est donné par : (Art : A.2.1.2.2/CBA 93)

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, on a $E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$

I.4.1.4 Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté (G) et donné par la formule :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de YOUNG

ν : coefficient de poisson

c) Coefficient de Poisson ν (Art : A.2.1.3/CBA 93) :

On appelle coefficient de Poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

Dans les calculs, le coefficient de Poisson est égal à :

$\nu = 0,20$ dans le cas des états limites de services (E.L.S).

$\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes (E.L.U).

d) Les Contrainte Limites :

En se référant au règlement du CBA93, on distingue deux états limites :

❖ État limite ultime « E.L.U » (Art : A.4.3 CBA 93) :

La contrainte ultime du béton en compression est donnée par :

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

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$\gamma_b = 1,5$ pour les situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ pour les situations accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc

$f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ situation durable

$f_{bu} = 18,48 \text{ MPa}$ situation accidentelle

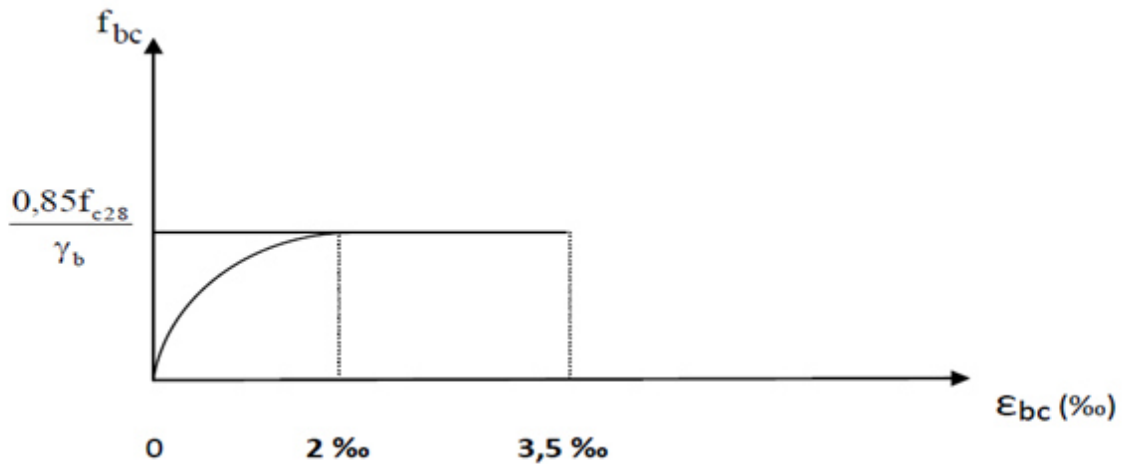


Figure. I.2 : diagramme contrainte déformations du béton à ELU. (Art : A.4.3.4 CBA 93)

❖ **Etat limite de service « E.L.S » :**

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{cj} \Rightarrow 15 \text{ MPa} \quad (\text{Art: A.4.5.2 CBA 93})$$

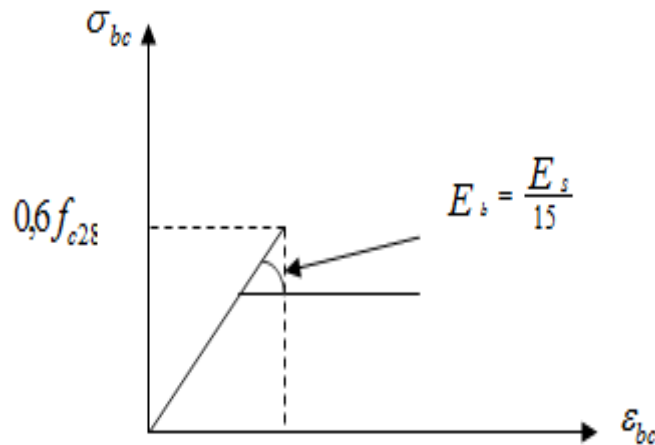


Figure. I.3 : Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELS.

❖ **Contrainte limite de cisaillement (Art : A.5.1.1. CBA 93) :**

La contrainte de cisaillement à ELU est définie par :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 * d}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section

b_0 : Largeur de la section cisailée

d : Hauteur utile (0.9h position d'aciers tendus).

❖ **La contrainte admissible de cisaillement (Art : A.5.1.2.1.1 CBA 93) :**

Est fixée par :

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

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

Dans notre cas :

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \text{ Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

Tableau. I.3 : Tableau récapitulatif sur les caractéristiques de béton.

f_{bu} (MPa)		$\bar{\tau}$ (MPa)	
Durable	Accidentelle	FPP	FP ou FTP
14.17	18.48	3.33	2.5
E (MPa)		v	
E_{i28}	E_{v28}	ELU	ELS
32164	10819	0	0.2
f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	ρ (Kg /m ³)
25	2.1	15	2500

I.4.2 Acier:

I.4.2.1 Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage. Il présente une très bonne résistance à la traction et aussi à la compression pour des élancements faibles. On distingue deux types d'acier :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Les aciers utilisés pour le béton armé sont :

- 1) Les aciers ronds et lisses (RL).
- 2) Acier à haute adhérence (HA).
- 3) Les treillis soudés.



Figure. I.4 : les aciers de construction.

I.4.2.2 Caractéristiques physiques:

Tableau .I.4 : Caractéristiques physiques de l'acier.

Ø (mm)	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
Section (cm ²)	0.28	0.5	0.79	1.13	1.54	20.1	3.14	4.51	8.04	12.57
Poids (Kg/m)	0.22	0.395	0.616	0.888	0.208	1.579	2.466	3.854	6.313	9.864

I.4.2.3 Caractéristiques mécaniques :

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance Fe E400, $f_e = 400 MPa$

a) Module d'élasticité :

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000 MPa$.

b) Contrainte limite de l'acier :

❖ État limite ultime « ELU » :

On adopte le diagramme contrainte déformation suivant (Art : A.2.2.2 CBA 93)

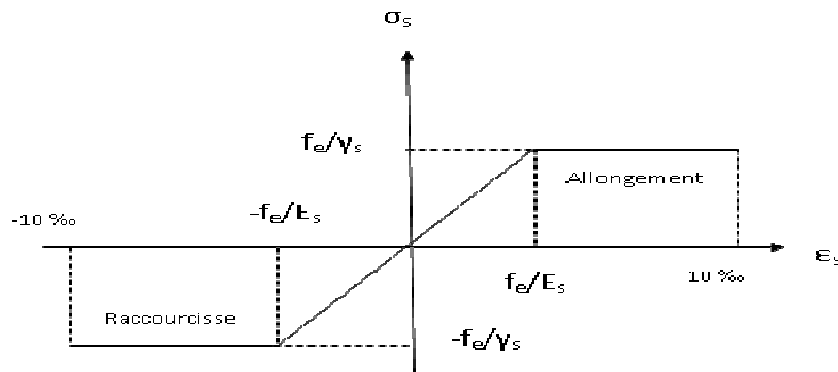


Figure I.5: Diagramme contraintes déformations de l'acier.

Avec :

$$\sigma_s : \text{Contrainte de l'acier } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur :

- 1,15 cas des situations durables ou transitoires.
- 1,0 cas des situations accidentelles.

$$\varepsilon_s : \text{allongement relatif de l'acier : } \varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$$

Pour notre cas :

$\sigma_s = 348 MPa$ Pour les situations durables.

$\sigma_s = 400 MPa$ Pour les situations accidentelles.

❖ Contrainte de traction limite de service à ELS (Art : A.4.5.3 CBA 93) :

D'après les règles **CBA 93**, on distingue trois cas de fissuration :

Fissuration peu nuisible, pas de vérification : $\sigma_s \leq f_e$ (**Art : A.4.5.3.2 CBA 93**)

Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min(2 f_e / 3 ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$

(**Art : A.4.5.3.3.4 CBA 93**)

Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min(1 f_e / 2 ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}})$

(**Art : A.4.5.3.3.4 CBA 93**)

Avec :

η : Coefficient de fissuration tels que :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \eta = 1,0 & \text{pour des aciers ronds lisses.} \\ \eta = 1,6 & \text{pour des aciers de H.A.} \end{array} \right.$$

❖ Protection des armatures (Art : A.6.3/CBA 93):

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- ❖ $C \geq 5$ cm : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- ❖ $C \geq 3$ cm : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- ❖ $C \geq 1$ cm : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

I.5 Règlements de calcul :

Le dimensionnement des éléments de la structure est effectuée selon :

- ✓ Règlement parasismiques algériennes 99 modifiées 2003(RPA99/V2003)
- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93)
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation (DTR B.C.2.2)
- ✓ Règlement neige et vent (RNV /2013)

I.6 Présentation de la méthode de calcul aux états limites:

I.6.1 Définition des états Limites :

Un état limite est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que, s'il est dépassé dans le sens défavorable cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il est conçu.

I.6.2 Etat limite ultime (ELU) (Art : A.4.3 CBA 93) :

Il correspond a la valeur maximal de la capacité portante de la construction et dans le dépassement entraine la ruine de la construction, On distingue :

- ✓ Etat limite de résistance de l'un des matériaux (rupture).
- ✓ Etat limite de l'équilibre statique (renversement).
- ✓ Etat limite de stabilité de forme (flambement).

❖ Hypothèses de calcul à l'état limite ultime (Art : A.4.3.2 CBA 93) :

- ✓ Conservation des sections planes après déformation.
- ✓ Pas de glissement relatif entre l'acier et le béton.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement unitaire de l'acier à 10 ‰ ; pour le raccourcissement unitaire du béton à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.
- ✓ Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B ou C.

- ✓ Pivot A : traction simple ou composé, flexion avec état limite ultime atteint dans l'acier.

- ✓ Pivot B : flexion avec état limite atteint dans le béton.
- ✓ Pivot C : compression simple ou composé.

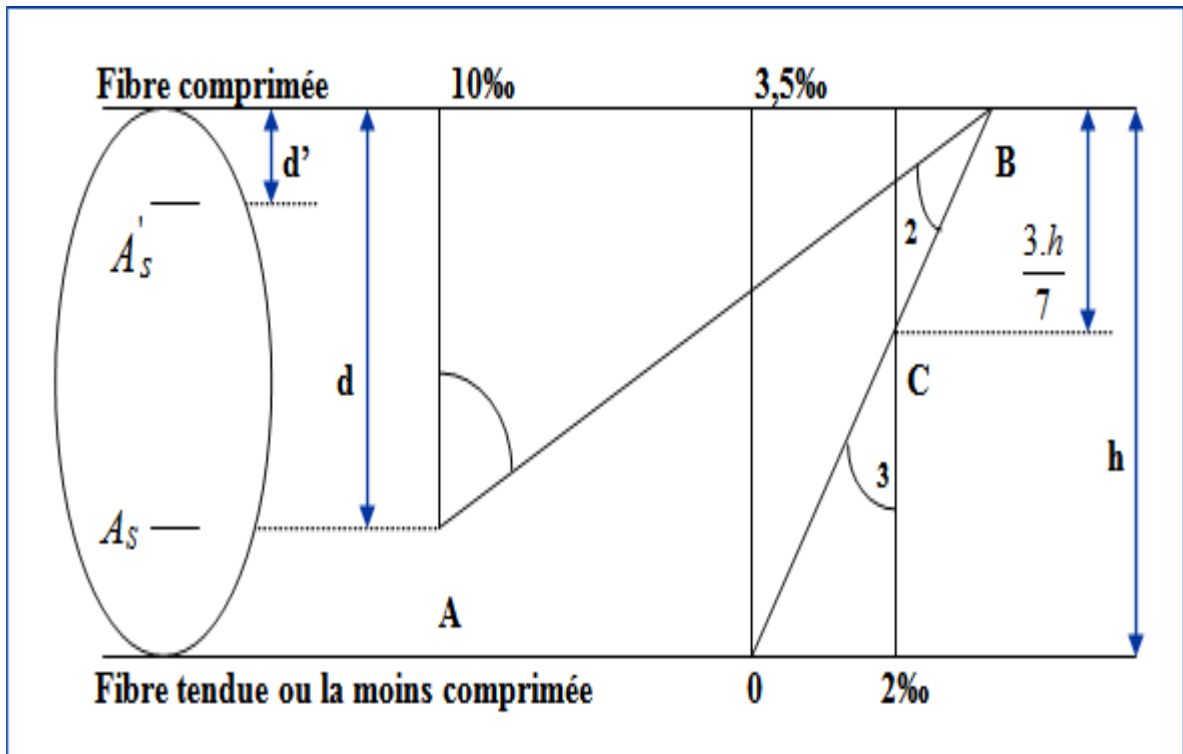


Figure. I.6 : Diagramme des déformations limites de la section. (Art : A.4.3.3 CBA 93)

I.6.3 Etat limite de service (Art : A.4.5 CBA 93) :

Il constitue des limites au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites sans qu'il y ait ruine. On distingue :

- ✓ Etat limite d'ouverture des fissures : risque d'ouverture des fissures.
- ✓ Etat limite de compression du béton.
- ✓ Etat limite de déformation : flèche maximale.

❖ Hypothèses de calcul à ELS (Art : A.4.5.1 CBA 93) :

- ✓ Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.
- ✓ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ✓ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- ✓ Le module d'élasticité longitudinal est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 \cdot E_b$; $n = 15$), n : coefficient d'équivalence.

I.7 Actions et sollicitations (Art : A.3.1 CBA93) :

I.7.1 Définitions des actions (Art : A.3.1.1 CBA93) :

On appelle actions, les forces et les charges appliquées aux déformations imposées. On distingue trois types d'actions :

a) Actions permanentes (G) (Art : A.3.1.2 CBA93) :

Ce sont des actions continues dans l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps. Exemple : le poids propre.

b) Actions variables (Q) (Art : A.3.1.3 CBA93) :

Ce sont des actions dans l'intensité varie fréquemment et d'une façon importante dans le temps. La durée d'application est très faible par rapport aux durées de vie de constructions. Les valeurs de ces charges sont fixées par le règlement, en fonction des conditions d'exploitation de la construction.

c) Actions accidentelles (FA) (Art : A.3.1.4 CBA93) :

Ce sont des actions provenant des phénomènes qui se produisant rarement avec une faible durée d'application. Exemple : Vent, séisme...

I.7.2 Les sollicitations (Art : A.3.2 CBA 93) :

Ce sont les efforts normaux et tranchants et les moments fléchissant et de torsions qui sont calculés à partir des actions en utilisant les procédés de la RDM.

I.8 Les combinaisons d'actions (Art : A.3.3 CBA 93) :

Les combinaisons d'actions représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments. Pour déterminer les sollicitations, on utilise les combinaisons d'actions proposées par le CBA 93 :

I.8.1 Combinaisons fondamentales (Art : A.3.3.2.1 CBA 93) :

Lors des situations durable ou transitoires il y'a lieu de considérer :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3\psi_{oi}Q_i$$

I.8.2 Combinaisons accidentelles (Art : A.3.3.2.2 CBA 93) :

Sauf spécifications, les combinaisons d'action à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \psi_{11}Q_1 + \sum \psi_2 Q_i$$

FA : Valeur nominale de l'action accidentelle

$\psi_{11}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable

$\psi_{2i}Q_i$: Valeur quasi-permanente d'une autre action variable.

I.8.3 Sollicitations de calcul vis-à-vis des ELS (Art : A.3.3.3 CBA 93) :

Elles résultent des combinaisons d'actions ci-après, dite combinaisons rares.

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{oi} Q_i$$

I.8.4 Combinaisons d'actions données par le RPA99/2003 (Art : 5.2 RPA 99/2003) :

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$
- $G + Q \pm 1,2E \rightarrow$ pour les portiques outostable.

N.B : Si une construction à contreventement mixte, la combinaison $G + Q \pm 1,2 E$ va être négligée.

Tableau I.5 : Types des actions.

G	G max : Actions permanentes défavorables
	G min : Actions permanentes favorables
Q	Q_1 : Actions variables de bases
	Q_i : Actions variables d'accompagnement
E	Action de séisme

II.1. Introduction :

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure et déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un sur plus d'acier et béton. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99/V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.2. Les Planchers :

Les planchers, quelque soit leur nature, ils servent à déterminer les niveaux ou les étages d'un bâtiment. Ils transmettent aux éléments porteurs (voiles, murs, poteaux et poutres) les charges permanentes et les surcharges d'exploitation. Ils servent aussi à la transmission des efforts horizontaux. Dans notre cas, nous optons pour les Planchers à corps creux qui sont constitués: d'hourdis, de poutrelles et d'une dalle de compression en béton.

II.2.1. Pré-dimensionnement des dalles pleines :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. On déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

a) Condition de résistance au feu:

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne :

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

On choisit une épaisseur de 11 cm pour deux heures de coupe feux nécessaire à l'évacuation de bâtiment.

b) Condition d'isolation phonique:

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie ; l'épaisseur du plancher doit être supérieur ou égale à 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique et thermique, Pour tenir compte des bruits aériens.

On limite donc notre épaisseur à : **$e = 15 \text{ cm}$** .

c) Condition de résistance à la flexion:

Pour une dalle reposant sur deux cotés dont la dimension de la plus grande portée est L_y et la dimension de la plus petite portée est L_x on a :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$$

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{25}$$

Pour une dalle reposant sur trois ou quatre cotés :

$$0.4 \leq \alpha \leq 1$$

$$\frac{L_x}{50} \leq h \leq \frac{L_x}{30}$$

Dans notre cas la dalle repose sur quatre côtés : $L = 3.5$ m

Ceci qui donne donc :

$$7 \text{ cm} \leq h \leq 11.67 \text{ cm}$$

Nous prendrons $h = 10$ cm.

Donc nous adoptons une épaisseur $h = \max(11 ; 15 ; 10)$ cm

On adopte : **$h = 15$ cm**

II.2.2. Pré dimensionnement du plancher à corps creux:

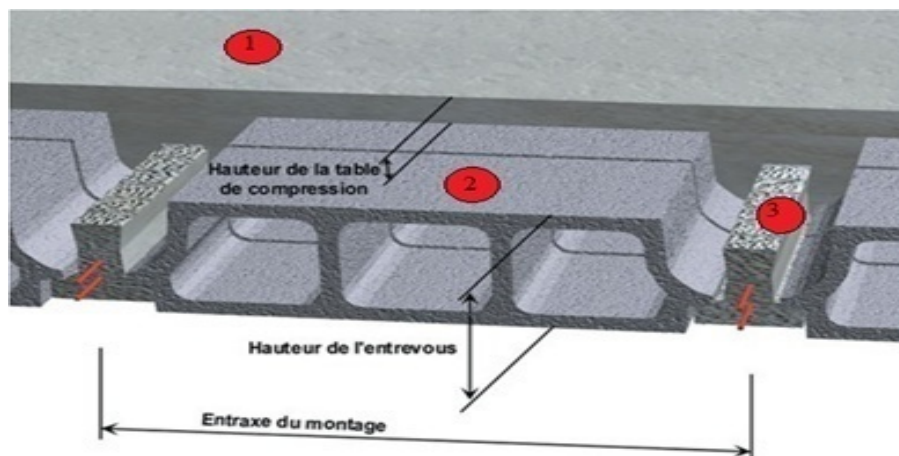


Figure. II.1: Dessin d'un plancher en corps creux.

- 1 : Dalle de compression
- 2 : Corps creux
- 3 : Poutrelle

Les dimensions de ce plancher doivent respecter la condition suivant :

Condition de résistance à la flexion (B.6.8.424 /CBA 93):

$$e \geq \frac{\min(l_{x\max}, l_{y\max})}{22,5}$$

Avec :

$L_{x\max}$: distance maximale entre nus d'appuis, suivant l'axe OX.

$L_{y\max}$: distance maximale entre nus d'appuis, suivant l'axe OY.

Dans notre cas : $L_{y\max} \leq L_{x\max}$.

Tableau. II.1 : Dimensionnement du plancher à corps creux.

Le bloc	L_X	L_Y	e (cm)	H_{adp} (cm)
A et C	405	400	17.77	20(16+4)
B	720	400	17.77	20(16+4)

Donc on adopte un plancher à corps creux de 20 cm c'est-à-dire des corps creux de 16 cm d'épaisseur et une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

II.2.3. Dimensionnement des poutrelles (A.4.1.3 / CBA 93) :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, selon les règles **CBA/93** les poutrelles sont dimensionnées comme suite :

On prend

La largeur de la table de compression est égale à : **$b = b_0 + 2b_1$**

$$\text{Avec : } b_1 = \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}\right)$$

$0,3h \leq b_0 \leq 0,5h$ (ouvrages en béton armée H.Renaud)

L_0 : distance entre nus des poutrelles $L_0 = 53$ cm.

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2} = 26,5, \frac{400}{10} = 40\right) \text{ alors :}$$

$$b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

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

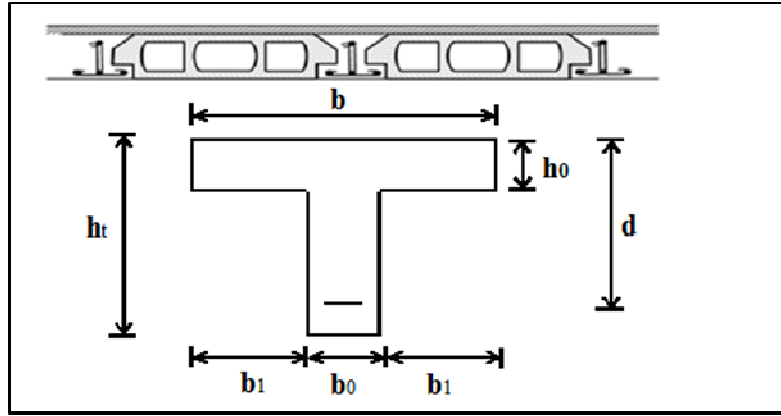


Figure. II.2 : Dimension de la poutrelle.

II.3. Dimensionnement des balcons:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans une extrémité et libre dans l'autre.

Calcul de l'épaisseur « e »:

$$e \geq \frac{L}{10}$$

L : Largeur de balcon

AN :

$$e \geq \frac{160}{10} = 16 \text{ cm}$$

On adopter: e =20cm

II.4. Les escaliers:

L'escalier est constitué d'une suite de plans horizontaux permettant de passer à pied d'un niveau à un autre. Dans notre cas on a 03 types d'escaliers.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir :

$$2.h+g = 64 \dots\dots\dots(1)$$

$$n.h = H \dots\dots\dots(2)$$

$$(n-1).g = L \dots\dots\dots(3)$$

Avec :

h : hauteur de la marche.

g : largeur de la marche

H : hauteur verticale de la paillasse.

n : le nombre des contre marches.

$n-1$: le nombre des marches.

On remplaçant (2) et (3) dans (1), nous obtenons :

$$2 \cdot \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$64 \cdot n^2 - n \cdot (64 + 2 \cdot H + L) + 2 \cdot H = 0$$

Avec : $H = 144 \text{ cm}$; $L = 240 \text{ cm}$

D'où l'équation :

$$64 \cdot n^2 - 592 \cdot n + 280 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,5$$

$$n_2 = 8,75$$

On prend :

$n = 9$ contre marches

$n-1 = 8$ marches

Alors :

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

On adopter: **$g=30 \text{ cm}$** .

$$h = \frac{H}{n} = \frac{144}{9} = 16 \text{ cm}$$

On adopter: $h = 17 \text{ cm}$

Pour la Hauteur d'étage : $H=3,74 \text{ m}$

Détermination du nombre de contre marches : **$n = H/h = 374/17 = 22$**

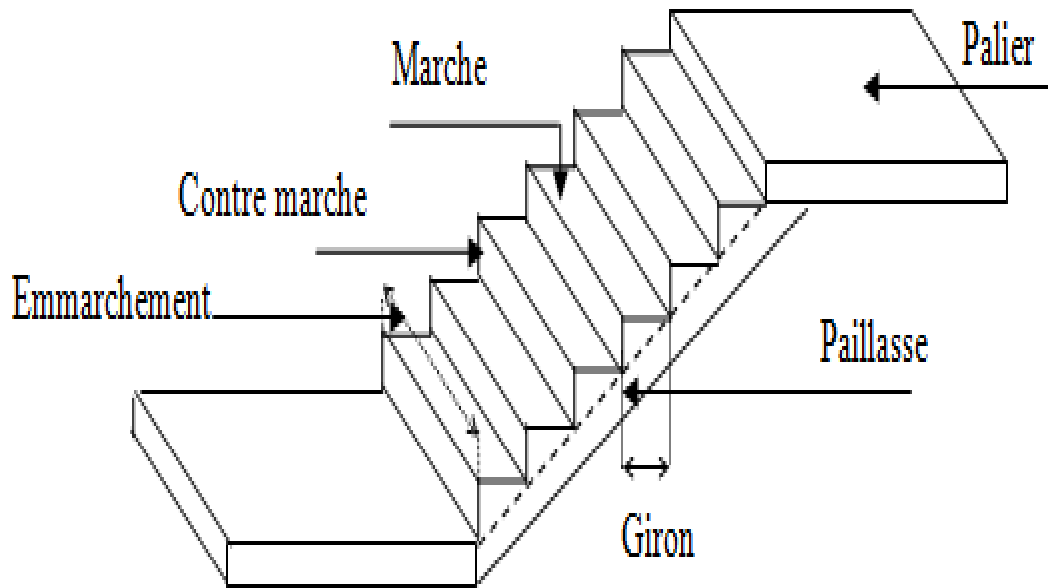


Figure. II.3 : schéma d'un escalier.

II.4.1. L'escalier à volées droites avec paliers intermédiaires :

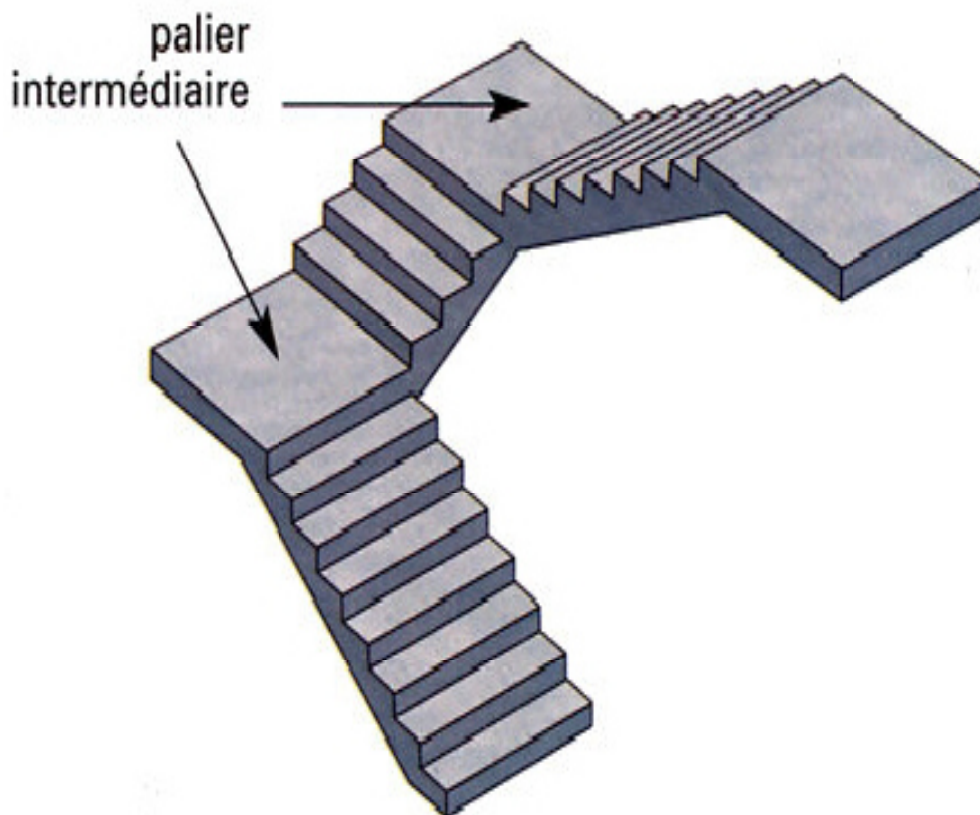


Figure. II.4 : L'escalier à volées droites avec paliers intermédiaires.

Tableau. II.2 : Pré dimensionnement de l'escalier à volées droites (bloc A).

Volée 1 : on adopté n=9	Volée 2 : on adopté n=3	Volée 3 : on adopté n=10
$H'=0,17*9=1,53$ m	$H'=0,17*3=0,51$ m	$H'= 0,17*10 = 1,70$ m
$L=g (n-1)=2,4$ m	$L=g (n-1)=0,60$ m	$L= g (n-1)= 2,70$ m
$\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ$	$\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 40,36^\circ$	$\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32,19^\circ$
$(lp) = 1.40$ m	$(lp) = 1.40$ m	$(lp) = 1.40$ m
l'épaisseur du palier et du paillasse :	l'épaisseur du palier et du paillasse :	l'épaisseur du palier et du paillasse :
$e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$	$e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$	$e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$
$e = 20$ cm	$e = 20$ cm	$e = 20$ cm

II.4.2. Escalier balancés à double quartier tournant (bloc C) :

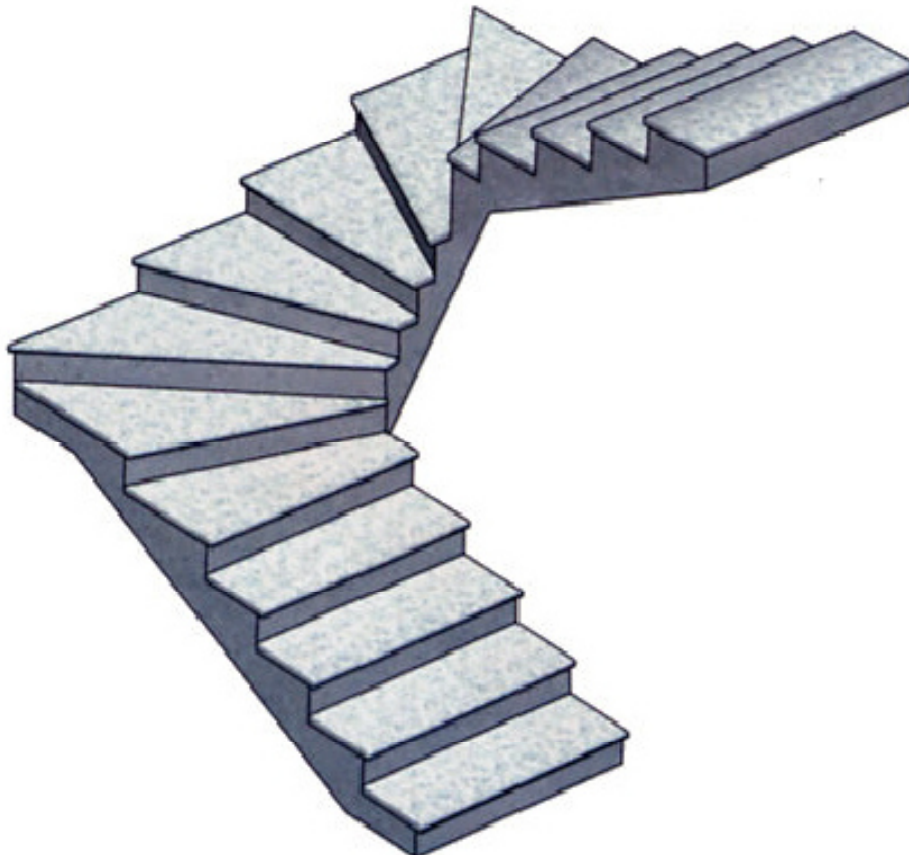
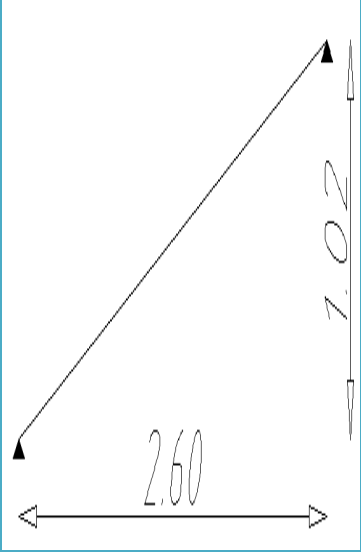
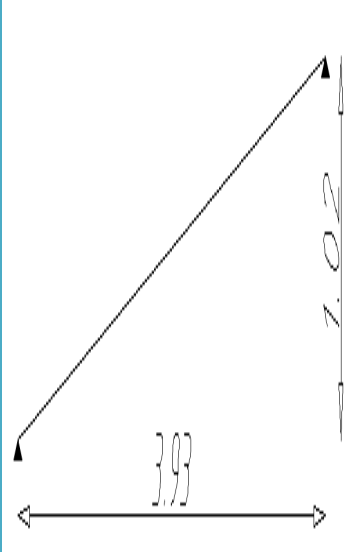
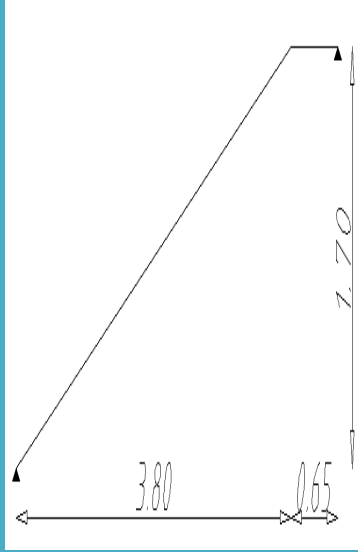


Figure. II.5 : Escalier balancé à double quartier tournant.

Tableau. II.3 : Pré dimensionnement de l'escalier balancé à double quartier tournant.

Volée 1 :	Volée 2 :	Volée 3 :
 <p>H=1,02 m n =6 l =2,60 m $\tan \alpha =0,39$ $\alpha =21,42^\circ$ $L_0 = \frac{l}{\cos \alpha} \Rightarrow L_0=2,80 \text{ m}$ $L =L_0+L'=2,80 \text{ m}$ l'épaisseur de la paillasse : $e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$ e =20 cm</p>	 <p>H=1,02 m n =6 l =3,80 m $\tan \alpha =0,27$ $\alpha =15,02^\circ$ $L_0 = \frac{l}{\cos \alpha} \Rightarrow L_0=3,93 \text{ m}$ $L =L_0+L'=3,93 \text{ m}$ l'épaisseur de la paillasse : $e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$ e = 20 cm</p>	 <p>H=1,70 m n =10 l =3,80 m $\tan \alpha =0,45$ $\alpha =24,10^\circ$ $L_0 = \frac{l}{\cos \alpha} \Rightarrow L_0=4,15 \text{ m}$ $L=L_0+L'=4,15+0,65=4,80\text{m}$ l'épaisseur de la paillasse : $e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$ e = 20 cm</p>

II.4.3. Escaliers à volées droites avec palier intermédiaire pour le minaret :

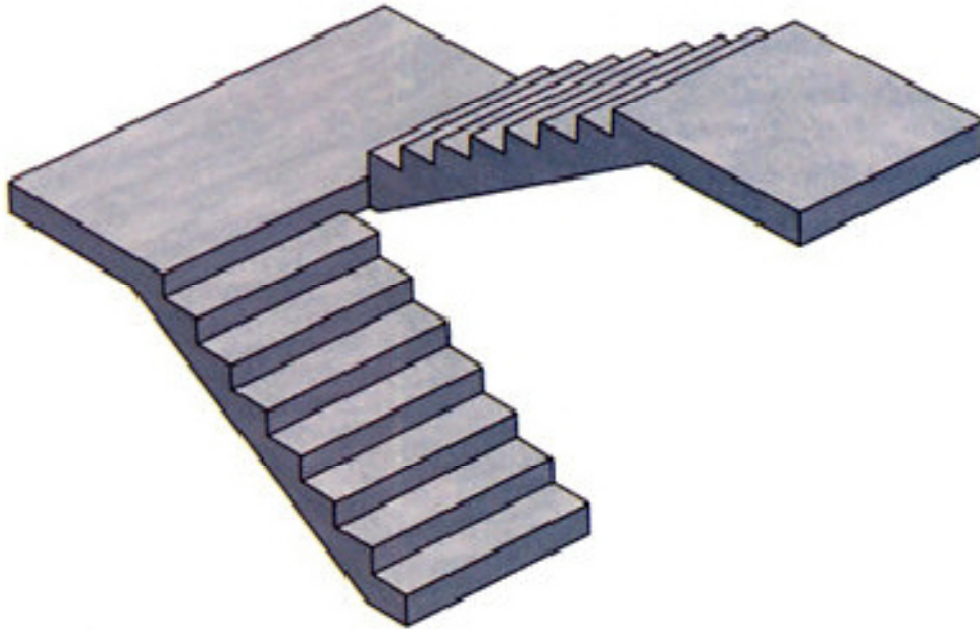


Figure. II.6 : Escaliers à volées droites avec palier intermédiaire.

Tableau. II.4 : Pré dimensionnement de l'escalier de minaret.

Volée 1(RDC) :	Les autres volées :
$H'=1,02$ $n=H/h \Rightarrow n=6$ $L=g (n-1)=1,5 \text{ m.}$ $\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 34,21^\circ.$ $l_p = 1.25 \text{ m}$ $L_0 = L / \cos \alpha \Rightarrow L_0 = 1.8 \text{ m}$ $L = L_0 + L'$ $L = 1.3 + 1.8 = 3.1 \text{ m}$ l'épaisseur de la paillasse et de palier : $e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$ e= 20 cm.	$H'=1,53$ $n=H/h \Rightarrow n=9$ $L=g (n-1)=2,40 \text{ m.}$ $\text{tg } \alpha = H'/L \Rightarrow \alpha = 32,51^\circ.$ $l_p = 1.25 \text{ m}$ $L_0 = L / \cos \alpha \Rightarrow L_0 = 2,85 \text{ m}$ $L = L_0 + L'$ $L = 1.3 + 2.85 + 1.3 = 5.45 \text{ m}$ l'épaisseur de la paillasse et de palier : $e \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{25} \\ 10 \text{ cm} \end{array} \right.$ e= 20 cm

II.5. L'acrotère :

Pour l'acrotère on a proposé les dimensions montre dans la figure suivante :

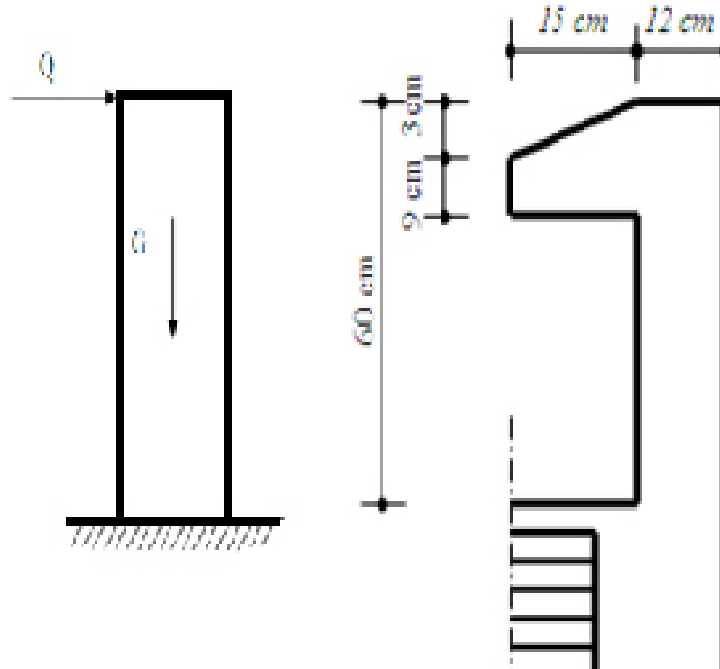


Figure. II.7: schéma de l'acrotère.

II.6. Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé. Leur pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par les **CBA/93**, et vérifiées selon le règlement parasismique algérien en vigueur (RPA99 version 2003);

➤ Selon les règles CBA/93 :

Pour une poutre à plusieurs travées la hauteur « h » de la poutre doit être (**B.6.5.1/ CBA93**):

$$\frac{1}{20} \leq \frac{h}{L} \leq \frac{1}{13}$$

La largeur b de la poutre doit être :

$$0.3h \leq b \leq 0.6h$$

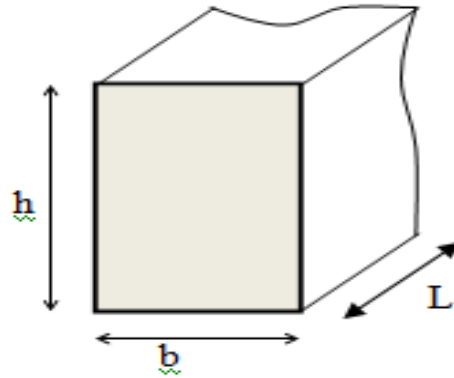


Figure. II.8 : Dimensions de la poutre.

Avec :

- L : portée de la section
- h : hauteur de la section
- b : largeur de la section

➤ **Selon le RPA 99Ver 2003(zone IIa):**

- ✓ La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30$ cm.
- ✓ La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20$ cm.
- ✓ Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

Tableau. II.5 : Dimensionnement et vérification des sections des poutres.

Règle	Formule	Bloc A, C et le minaret	Pour tout les blocs	Bloc B et Bureau d'Imam
		PP	PS	PP
		$L_{\max} = 4.6m$	$L_{\max} = 4.5m$	$L_{\max} = 8m$
CBA 93	Hauteur $1/20 < h/L < 1/13$	h= 40	h=35	h=60
	Largeur $0.3h \leq b \leq 0.6h$	b=30	b=30	b=40
RPA99/2003	$h \geq 30cm$	Ok	Ok	Ok
	$b \geq 20cm$	Ok	Ok	Ok
	$h/b \leq 4$	$1.5 < 4$	$1.33 < 4$	$1.5 < 4$

II.7. Pré dimensionnement des coupoles :

Selon le fascicule 74 : pour les coupoles

L'épaisseur de coupole est au moins de : $e_p \geq 8\text{cm}$.

La flèche de coupole est supérieure à : $f \geq \frac{D}{10}$

La toiture de la salle de prière comporte 4 coupoles sphériques ($R = 1.6\text{ m}$) en béton armé avec épaisseur de 10 cm.

a) Calcul de poids de la coupole de la salle de prière et le bureau d'imam :

La surface de la coupole (D = 3.2m):

$$S = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot h$$

$$R = \frac{r^2 + h^2}{2h} ; r = h = 1.6\text{ m}$$

$$R = \frac{1.6^2 + 1.6^2}{2 \times 1.6} = 1.6\text{ m}$$

$$S = 2 \times 3.14 \times 1.64 \times 1.64 = 16.07\text{ m}^2$$

$$P = 25 \times 0.1 = 2.5\text{ KN}$$

$$P_t = p + P_{\text{étanchéité}} + Q_{\text{entretien}}$$

$$P_t = 2.5 + 5 + 1 = 8.5\text{ KN/m}^2$$

La charge totale de la coupole est alors :

$$P_{\text{coupole}} = P_t \times S = 8.5 \times 16.07 = 136,6\text{ KN}$$

$$\frac{P_{\text{coupole}}}{4} = 34,12\text{KN}$$

S : la surface de la coupole.
h : la hauteur de la coupole.
R : le rayon de sphère.
r : le rayon de la coupole.
p : le poids d'unité de surface.
P_{coupole} : le poids de coupole.
P_{étanchéité} : le poids d'étanchéité.
P_{entretien} : charge d'entretien
PT : le poids totale de la coupole.

b) Calcul de poids de la coupole de minaret (D =1.88m):

La surface de la coupole:

$$S = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot h$$

$$R = \frac{r^2 + h^2}{2h} ; r = h = 0.94\text{ m}$$

$$R = \frac{0.94^2 + 0.94^2}{2 \times 0.94} = 0.94\text{ m}$$

$$S = 2 \times 3.14 \times 0.94 \times 0.94 = 5.54\text{m}^2$$

$$P = 25 \times 0.1 = 2.5\text{ KN}$$

$$P_t = p + P_{\text{étanchéité}} + Q_{\text{entretien}}$$

$$P_t = 2.5 + 5 + 1 = 8.5\text{ KN/m}^2$$

La charge totale de la coupole est alors :

$$P_{\text{coupole}} = P_t \times S = 8.5 \times 5.54 = 47.09\text{ KN}$$

$$\frac{P_{\text{coupole}}}{4} = 12\text{ KN}$$

S : la surface de la coupole.
h : la hauteur de la coupole.
R : le rayon de sphère .
r : le rayon de la coupole.
p : le poids d'unité de surface.
P_{coupole} : le poids de coupole.
P_{étanchéité} : le poids d'étanchéité.
P_{entretien} : charge d'entretien
PT : le poids totale de la coupole.

II.8. Pré dimensionnement des Poutres de ceinture pour les coupoles :

La poutre de ceinture travaille en traction se sont donc les armateurs qui travaillant le dimensionnement se fait par la condition de non fragilité.

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_t}{f_e}$$

On fixe une section (bxh) = 25x30

Donc : $A_{min} = 0.82 \text{ cm}^2$

Tableau. II.6 : Dimensionnement et vérification des sections des poutres de ceinture.

L'element	Hauteur « h » (cm)	Largeur « b » (cm)	$A_{min}(\text{cm}^2)$
Coupoles de La salle de prière	h=30	b=25	0.82
Coupole de Minaret	h=25	b=20	0.54

II.9. Descente des charges :

La descente des charges a pour but la détermination des charges et surcharges revenant à chaque élément porteur. Elle permet aussi de déterminer les actions qui s'exercent sur un élément d'ouvrage, afin de procéder à son pré dimensionnement .

II.9.1. Plancher corps creux terrasse (inaccessible):

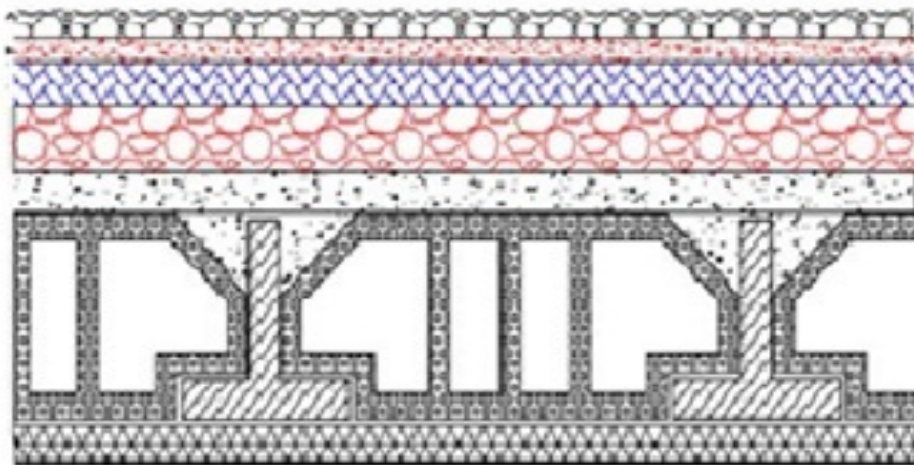


Figure. II.9: Détail de plancher corps creux terrasse inaccessible.

Tableau. II.7 : Charges permanentes du plancher corps creux terrasse inaccessible.

Eléments constitutants	Masse volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Masse surfacique (KN /m ²)
Gravillon de protection.	16	0.05	0.8
Couche de papier kraft	/	2 feuilles	0.5
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Forme de pente 1%	22	0.1	2.2
Dalle en corps creux	/	0,16+0,04	2.85
Enduit plâtre	10	0.03	0.3
Charge permanente G			6.93
Charge d'exploitation Q			1

II.9.2. Plancher dalle pleine :

Tableau II.8 : Charges permanentes du plancher dalle pleine terrasse inaccessible.

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillons de protection	0.05	15	0.75
Etanchéité multicouche	0.10	1	0.10
Béton de pente	0.1	22	2.2
Liège (isolation)	0.04	4	0.16
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		G	7.15
		Q	1

II.9.3. Plancher Dalle pleine (toiture à deux versants):

Tableau. II.9 : Charges permanentes du plancher dalle pleine toiture à deux versants.

Matériaux	Epaisseur (m)	Densité (kN/m ³)	Poids (kN/m ²)
Tuiles (support compris)	/	/	0.45
Dalle pleine	0.15/ cos α	25	4,21
Enduit plâtre	0.02	10	0.20
		G	4.86
		Q	1

II.9.4. Plancher étage courant :

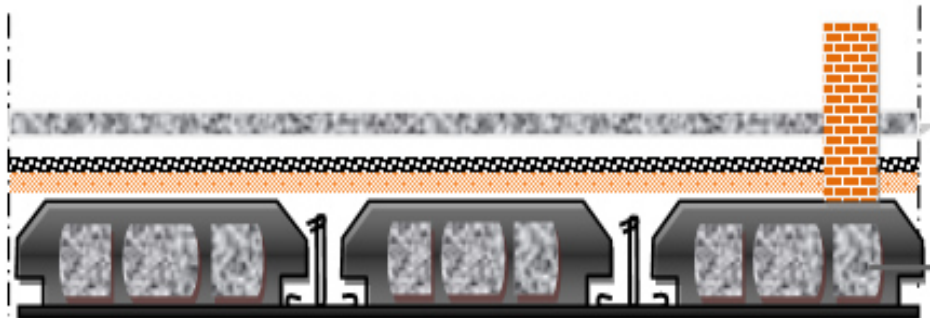


Figure. II.10 : Détail des constituants du plancher étage courant.

Tableau. II.10 : Évaluation des charges pour plancher étage courant.

Matériaux	Épaisseur (m)	Masse volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	/	/	1
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Lit de sable	0,02	20	0,4
Dalle corps creux	0,04+0,16	/	2,85
Enduit plâtre	0,02	10	0,2
		G =4,90	
		Q = 5	

II.9.5. Les escaliers salle de prière :

Tableau. II.11 : Évaluation des charges pour les escaliers (Paliers).

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Le palier	0.2	25	5
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G			6.74
Q			5

Tableau. II.12 : Évaluation des charges pour les escaliers (Paillasse).

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
la paillasse	$0.2 / \cos \alpha$	25	4.5
Les marches	$0.17 / 2$	25	2.125
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G			8.37
Q			5

II.9.6. Les escaliers de minaret :

Tableau. II.13 : Évaluation des charges pour les escaliers Palier.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Le palier	0.2	25	5
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G			6.74
Q			2.5

Tableau. II.14 : Évaluation des charges pour les escaliers Paillasse.

Composants	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
la paillasse	0.2 / cos α	25	6.05
Les marches	0.17 / 2	25	2.125
Enduit ciment	0.02	18	0.36
G			9.92
Q			2.5

II.9.7. Balcon:

Tableau. II.15 : Charges permanentes de balcon.

Eléments constituants	Epaisseur (m)	Masse volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Lit de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine	0.2	25	5
Enduit plâtre	0.03	10	0.3
G			6.68
Q			5

II.9.8. Maçonnerie :

Mur extérieur a double cloison :

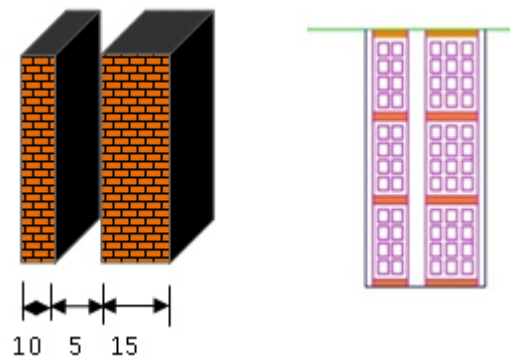


Figure. II.11 : Mur extérieur a double cloison.

Tableau. II.16 : Évaluation des charges pour les murs a double cloison.

Matériaux	Épaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
Enduit en ciment extérieur	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	/	/
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit en plâtre intérieur	0.02	10	0.2
G			2.81

II.10. Dimensionnement des voiles :

Le pré dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par l'article 7.7 du « RPA 99 /2003 ».

Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent), et les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges d'exploitations.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

D'après le RPA 99/2003 article 7.7.1 les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition: $L \geq 4e$, dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

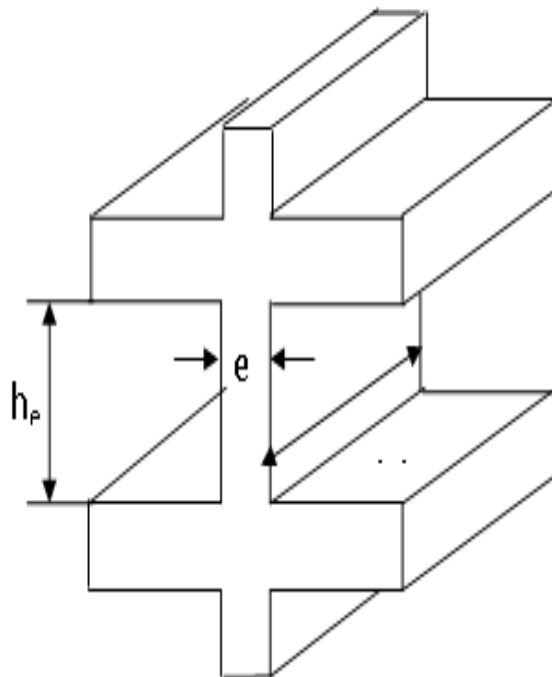


Figure. II.12 : Coupes de voiles en élévation.

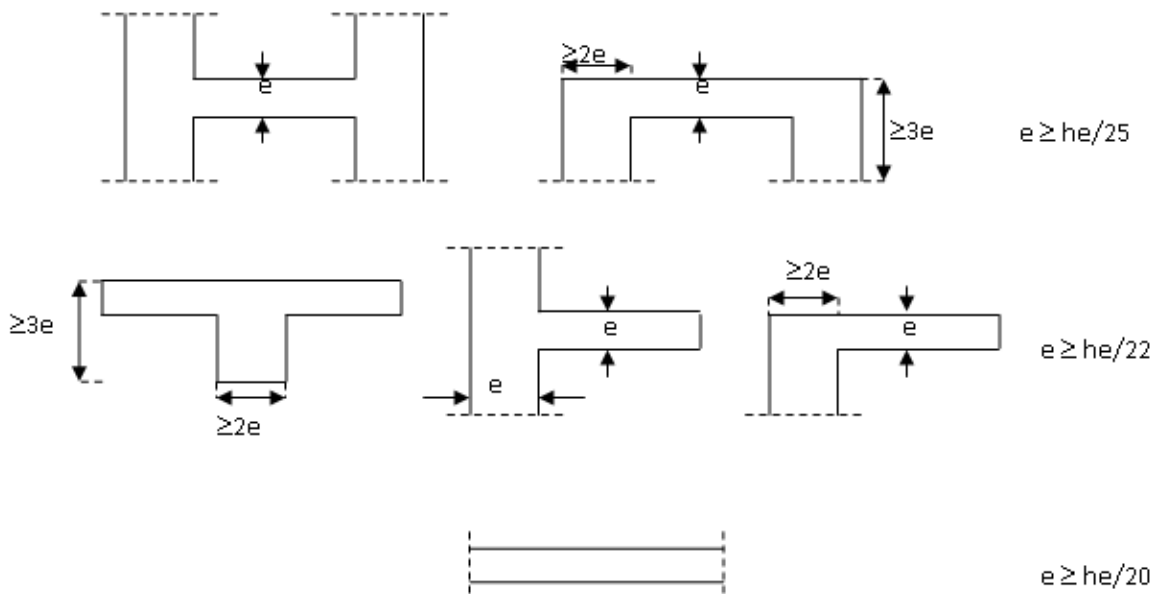


Figure. II.13 : Coupes de voiles en plan.

L'épaisseur minimale est $e_{\min} = 15\text{cm}$, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

L'épaisseur des voiles résulte de la condition ci- après :

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{408}{22} = 18,55 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(e_{\min}, h/22) \Rightarrow e \geq \max(15, 18,55) \Rightarrow e \geq 18,55 \text{ cm} \Rightarrow \text{soit : } e = 20\text{cm}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur $e = 20\text{cm}$ pour toute la superstructure.

Et : $l \geq 4.a \Rightarrow l \geq 4 \times 20 = 0.8 \text{ m}$

On prendre : $l = 1,20 \text{ m}$

II.11. Pré-dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure ; c.-à-d., un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charges.

La section du poteau est calculée aux états limites ultimes (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau, la section obtenue doit vérifier les conditions minimales requises par (RPA99 version 2003) pour une zone sismique IIa et vérifier à l'ELS.

II.11.1. L'état limite ultime (ELU)

On supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple selon la formule du CBA93 ;(Art B.4.1/CBA93) :

$$Nu = \alpha \left[\frac{Br.f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{Asf_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

Nu : Effort normal ultime de compression à l'ELU

B : Section de béton du poteau ($B = a \times b$)

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant sa section réelle de 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.

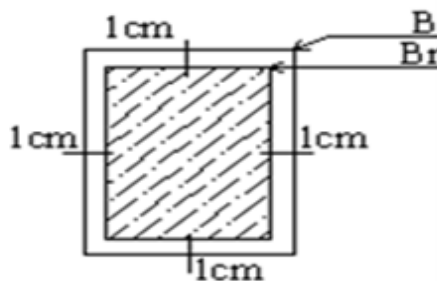


Figure. II.14 : section réduite de poteau.

A_s : Armature longitudinale

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité qui prend les valeurs

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Avec :

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

λ : Elancement mécanique du poteau

l_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration ; avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement ; avec : $I = \frac{bh^3}{12}$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b=1,50$ Situation durable).

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s=1,15$ Situation durable).

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa)

Selon le CBA93 : $0.2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$

On cherche à dimensionner le poteau de telle que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

En fixant $\lambda = 35$ pour rester dans la compression centrée nous obtenons :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.7083$$

La section réduite du poteau est donnée par l'équation suivante :

$$B_r \geq \frac{.N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \frac{A_s}{B} \right)}$$

On peut ainsi obtenir la section réduite minimale du poteau :

$$\beta = \frac{0.85}{\alpha} = 1.2$$

$$B_r \geq 0.055\beta N_u \Rightarrow B_r \geq 0.066.N_u$$

II.11.2. Vérification selon RPA 99 version 2003 :

$$\text{Min (a ; b)} \geq 25\text{cm}$$

$$\text{Min (a ; b)} \geq \frac{h_e}{20}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$$

Avec :

a ; b : Dimension de la section.

h_e : Hauteur d'étage

II.11.3. Vérification de la section à l'ELS :

La vérification à l'ELS est donnée par la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta.A_s} \leq 0,6.f_{c,28}$$

Avec :

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS

N_{ser} : Effort normal à l'ELS

B : Section de béton du poteau (B = a x b)

A_s : Armature longitudinale ($A_s = 1\%B$)

η : Coefficient d'équivalence $\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$

En remplaçant, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1.15 \times B} \leq 0,6.f_{c,28} = 15 \text{ MPa}$$

II.11.4. Pré-dimensionnement de poteau intermédiaire bloc B (exemple) :

$$S = \left(\frac{L_{x1} + L_{x2}}{2} \right) \cdot \left(\frac{L_{y1} + L_{y2}}{2} \right) = 29,25 \text{ m}^2$$

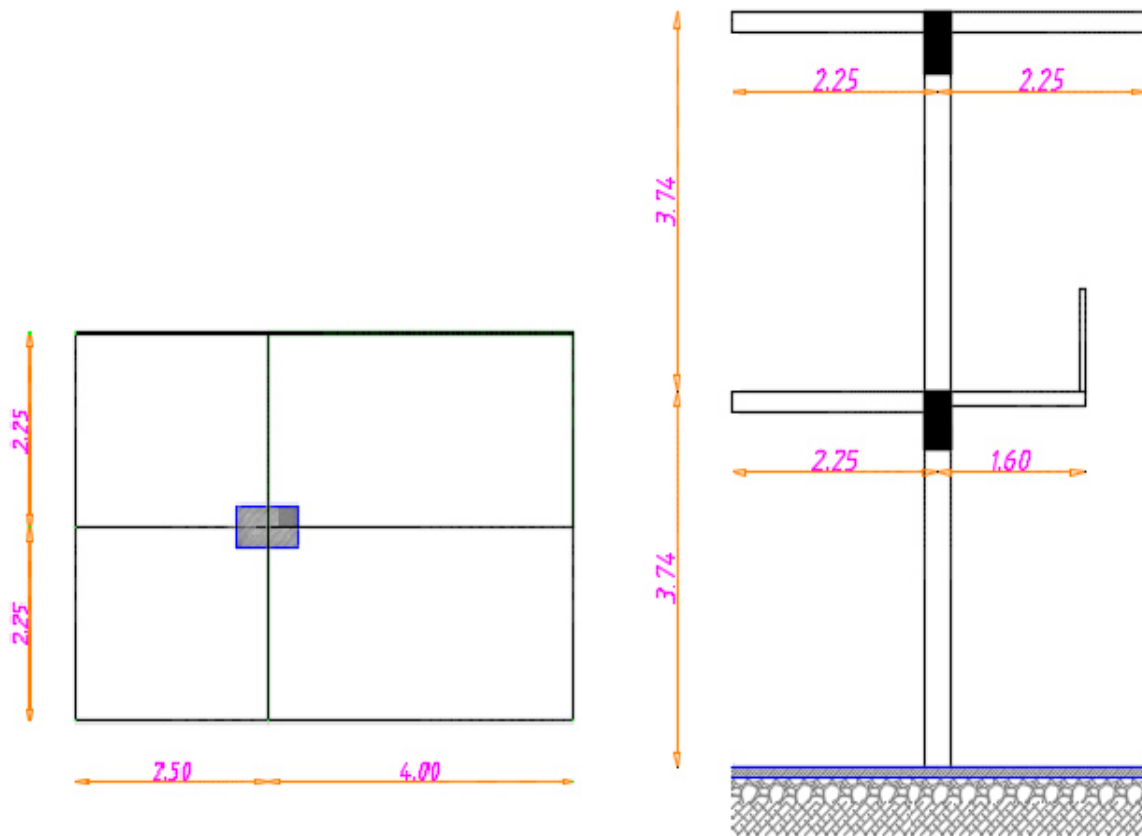


Figure II.15 : schéma de poteau Intermédiaire bloc B.

Tableau II.17 : Descente des charges pour poteau Intermédiaire bloc B.

Niveaux (RDC)	G(KN)	Q (KN)
Poids propre des planchers cc terrasse	6,93 x 29,25 = 202,7	1 x 29,25 = 29,25
Poids propre des planchers cc	4,9 x 14,62 = 71,66	5 x 14,62 = 73,1
Poids propre de balcon	6,68 x 6,5 x 1,6 = 69,47	5 x 10,4 = 52
Poids de poutre (60x40)	2 x (0,60 x 0,40 x 6,5 x 25) = 78	/
Poids de poutre (35 x 30)	(3,85+4,5) x (0,35 x 0,30 x 25) = 21,91	/
Total	443,74	151,35

Calcul de la section réduite du poteau intermédiaire bloc B:

a) Le calcul de section à l'ELU:

$$N_G = 443,74 \text{ KN}$$

$$N_Q = 151,35 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 826,07 \text{ KN}$$

$$1,1 N_u = 0,908 \text{ MN}$$

$$B_r \geq 0,066 \times 1,1 N_u = 0,059 \text{ m}^2$$

Pour un poteau carré dont le côté est égale à a on a :

$$B_r = (a - 0,02)^2 \quad \Rightarrow \quad a = \sqrt{B_r} + 0,02 = 0,262 \text{ m}$$

On prend : $a = 0,50 \text{ m}$

b) Vérification de la section à l'ELS:

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 595,09 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + \eta A_s}$$

$$\eta : \text{coefficient d'équivalence} \quad \eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

En remplaçant, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 \times B} = \frac{595,09}{1,15 \times 0,50 \times 0,50 \times 10^{-3}} = 2,06 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{ser} = 2,06 \text{ MPa} < 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

On adopte un poteau de (50x50)

L'article 7.4.1 du RPA99/V2003 exige que les dimensions de la section transversale du poteau satisfassent les conditions suivantes :

Pour la zone IIa on a : (poteaux carrés).

- ✓ $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- ✓ $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- ✓ $1/4 < b/h < 4$

Donc :

- ✓ $\text{Min}(50,50) = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- ✓ $\text{Min}(50,50) = 50 \text{ cm} \geq h_e/20 = 374/20 = 18,7 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$
- ✓ $1/4 < b/h = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{CV}$

c) Vérification ou flambement pour le poteau intermédiaire :

On doit vérifier que $\lambda \leq 50$

On à :

- ✓ $L_f = 0.7 l_0$ pour les poteaux centrés, l_0 :c'est la hauteur de poteau
- ✓ $L_f = l_0$ pour les poteaux de rive
- ✓ $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{a} L_f$:(pour les poteaux carrés)

A.N :

- ✓ $L_f = 0,7 \times 374 = 261 \text{ cm}$
- ✓ $\lambda = \frac{\sqrt{12} \times 261}{50} = 18,08 \leq 50 \dots\dots\dots \text{CV}$

Dans ce cas les conditions sont vérifiées.

Tableau II.18 : Tableau récapitulatif pour les poteaux.

	Bloc A et C	Bloc B		Bureau	Minaret
Poteau	Centre	Intermédiaire	Sous toiture	De rive	D'angle
G (KN)	278,33	443,74	240,05	173,79	204,26
Q (KN)	116 ,1	151,35	29,25	33,57	47,48
Nu (KN)	549,89	826,07	367,94	284,97	346,97
1,1Nu (MN)	0,60	0,90	0,40	0,31	0,38
Br (m ²)	0,0399224	0,059973	0,0267126	0,0206889	0,0251901
a cal (cm)	21,98	26,48	18,34	16,38	17,87
Min RPA (ELS)	25	25	25	25	25
a (cm)	40	50	50	40	40
N _{ser} (kN)	394,43	595,09	269,3	207,36	251,74
σ_{ser} (Mpa)	2,14	2,06	0,93	1,12	1,36
σ_{bc} (Mpa)	15	15	15	15	15
L _f (m)	2,61	3,74	5,23	3,74	4,08
$\lambda \leq 50$	22,60	25,91	36,23	32,38	35,33
Obs	OK	OK	OK	OK	OK

Tableau II.19 : les sections des poteaux adopté.

	Bloc A et C	Bloc B		Bureau	Minaret
	Centre	Intermédiaire	Sous toiture	De rive	D'angle
B (cm ²)	40x40	50x50	50x50	40x40	40x40

III.1 Introduction :

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

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement. Les éléments secondaires à calculer dans ce chapitre sont : l'acrotère, les balcons, les escaliers, les planchers à corps creux et la coupole.

III.2 Étude de l'acrotère :

III.2.1 Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS

III.2.2 Evaluation des charges appliquée sur l'acrotère:

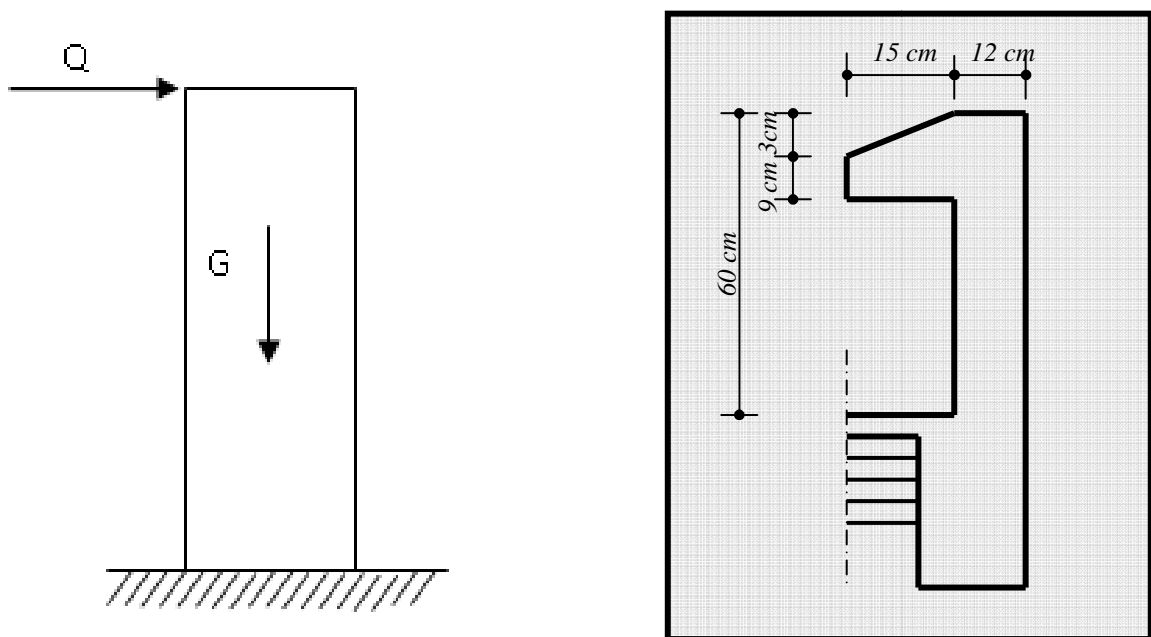


Figure III.1 : schéma et coupe transversal de l'acrotère.

❖ **Surface de l'acrotère:**

$$S = \left[(60 \times 12) + (9 \times 15) + \left(\frac{15 \times 3}{2} \right) \right] = 877.5 \text{ cm}^2$$

$$S = 0.087 \text{ m}^2$$

❖ **Charge permanentes:**

Tableau.III.1: La charge permanente de l'acrotère.

Désignation	G (KN/ml)
Poids propre d'acrotère	$0,087 \times 25 = 2,175$
Revêtement en ciment	$18 \times 0,02 \times (60 + 15 + 15.30 + 9 + 12 + 48) = 0.58$
Total	2,76

Donc pour une bonde de 1 m de largeur :

G = 2,76 KN/ml et Q = 1 KN/ml

L'acrotère est soumis à son poids propres plus une charge horizontale égale au maximum entre la main courante et la force sismique.

D'après le **RPA 99 V 2003 (art6.2.3)**, les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

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

Avec :

F_p : Force horizontal pour les éléments secondaires des structures appliquée au cdg.

C_p : Facteur de force horizontal = 0.8 (**Tableau 6.1.RPA 99 V 2003**).

W_p : Poids propre de l'acrotère = 2.76 kN/ml

A : coefficient d'accélération de la zone IIa ($A = 0.2$) (**Tableau 4.1.RPA 99 V 2003**).

D'où $F_p = 4 \times 0.8 \times 2.76 \times 0.2 = 1.77 \text{ kN/ml}$

$M_{F_p} = F_p \times Z_G = 0.582 \text{ KN.m}$

$$Z_G = \frac{A_1 Z_1 + A_2 Z_2 + A_3 Z_3}{A_1 + A_2 + A_3} = 32.91 \text{ cm}$$

$M_Q = Q \times H \times 1.5 = 0.90 \text{ KN}$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$Q = \max \{ 1 ; 1.77 \} \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{Q = 1.77 \text{ kN/ml}}$

Donc on prend F_p comme charge horizontale au lieu de main courante.

Charge accidentelle : $Q = 1.77 \text{ kN/ml}$

III.2.3 Calcul des moments et des efforts :

$$N_u = 1.35 \times G = 3.73 \text{ kN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times H = 1.60 \text{ kN.m/ml} \quad \text{car} \quad MF_p < M_Q$$

$$N_{ser} = G = 2.76 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = Q \times H = 1.06 \text{ kN.m/ml}$$

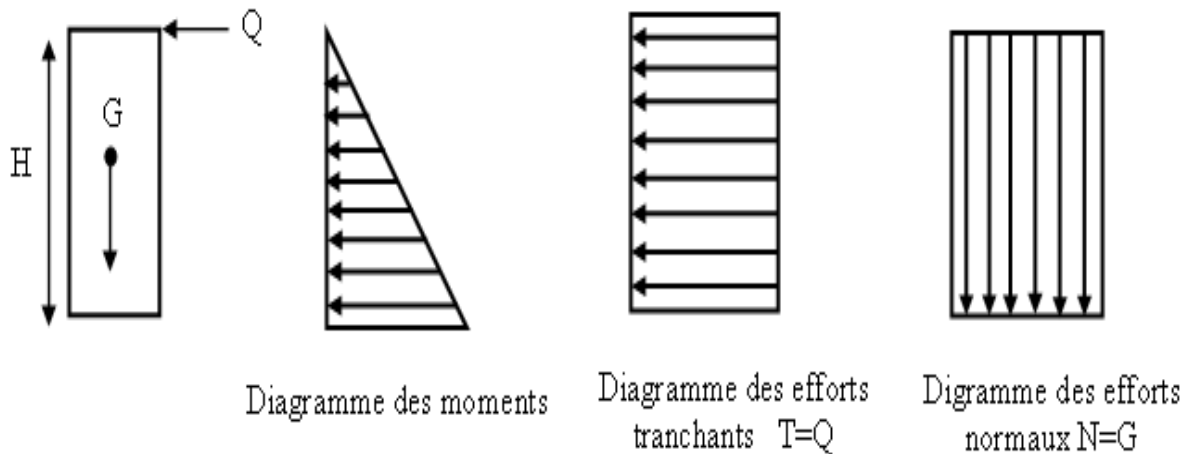


Figure III.2. Diagramme des efforts à l'ELU.

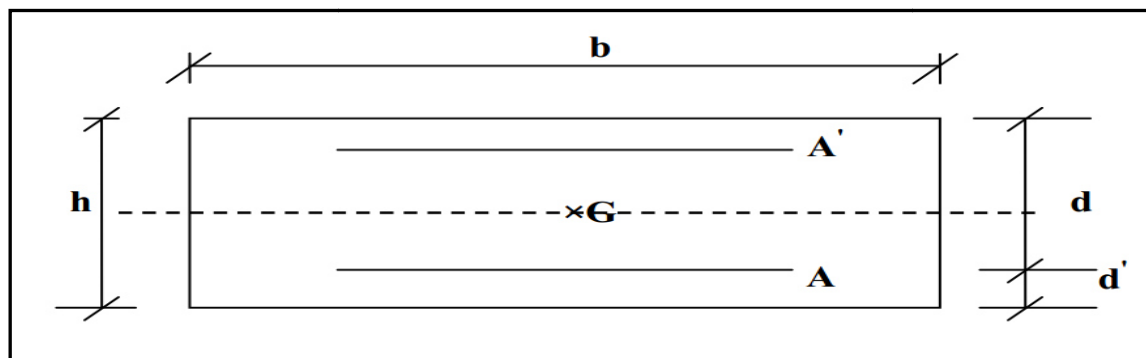


Figure III.3 : Section de calcul d'acrotère.

III.2.4 Ferrailage de l'acrotère :

III.2.4.1 Calcul des armatures longitudinales à L'ELU :

Le calcul se fait à la flexion composée pour une section : $b = 100\text{cm}$; $h = 12\text{cm}$; $d = 0,9.h = 10,8\text{cm}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{bc} = 14,17\text{MPa}$; $c = c' = 2\text{cm}$; $f_e = 400\text{Mpa}$ et $\sigma_s = 348\text{MPa}$.

a) Calcul de l'excentricité :

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

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.60}{3.73} = 0.429\text{m} = 42.90 \text{ cm}$$

$$e_u \approx 43 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{12}{2} - 2 = 4 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_u \implies \text{Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée}$$

d'où la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_f)

❖ Moment fictif :

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

Avec :

$$M_u = N_u \times e_f \implies \begin{cases} N_u = 3.73 \text{ KN} \\ e_f = e_u + h/2 - c = 43 + 12/2 - 2 = 47\text{cm}. \end{cases}$$

$$M_u = 3.73 \times 0.47 = 1.75 \text{ KN.m}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.93\text{kN.m/ml}$$

b) Moment réduit (μ_u):

$$\mu_u = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$$

$$\text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } \mu_u = 0.012$$

➤ **Calcul de μ_1 :**

On a : $f_e E400$

$$\alpha_1 = \frac{\varepsilon_{bc}}{\varepsilon_{bc} + \varepsilon_{se}}$$

Tel qu'à la flexion simple ou composée avec des armatures tendues le calcul se fait au pivot B donc :

$$\varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$$

Et d'autre part on a :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \varepsilon_{se} E \Rightarrow \varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E \gamma_s} = \frac{400}{200000 \times 1.15} = 1.739 \text{‰}$$

$$D'où : \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1.739} = 0.668$$

$$\text{donc: } \mu_1 = 0.8\alpha_1(1 - 0.4\alpha_1) = 0.391$$

$$\mu_{bu} = 0.010 < \mu_1 = 0.391$$

La section est armée par des armatures inférieures (tendus)

Calcul d'armatures tendus A_s :

$$\mu_{bu} = 0,010 < 0,275$$

$$Z = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 0.107 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M1}{Z \cdot \sigma_s} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$D'où \quad A_s = 0.52 \text{ m}^2$$

En flexion composée les armatures réelles sont :

$$A_1 = A'_s = 0$$

$$A_2 = A_s - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.41 \text{ cm}^2$$

III.2.4.2 Vérification à ELU:

III.2.4.1.1 Condition de non fragilité :(Art A.4.2.1) CBA 93 :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{t28}}{F_e} \cdot \frac{es - 0,45 \cdot d}{es - 0,185 \cdot d} = 1.22$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

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

On a: $A_{\min} \geq A_s = 1.22 \text{ cm}^2$

Donc on adopte $A_s = 4 \times \text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec espacement de **20 cm**.

III.2.4.1.2 Calcul des armatures de répartition:

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_t \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A = 4 \times \text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de 20cm.

III.2.4.1.3 Vérification au cisaillement (Art 5.1.1) CBA 93 :

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable

Donc : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$

Et : $\tau_u = \frac{V_u}{bd}$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = 1.5Q = 2.66 \text{ kN/ml}$$

Donc : $\tau_u = \frac{2660}{100 \times 10.8} = 0.024 \text{ MPa}$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ condition vérifié

Donc pas besoin d'armatures transversales

III.2.4.1.4 Vérification de Contrainte d'adhérence:

On doit vérifier l'équation suivante :

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$$

On a $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

D'où $\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

et on a
$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc:

$\sum U_i = 4 \times 2 \times \pi \times R = 125.66 \text{ mm.}$

$\tau_{su} = 0.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifiée

III.2.4.3 Vérification à L'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_{ser} y_{ser}}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{st} = n \frac{y_2 N_{ser}}{I} (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

Avec :

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

$$\bar{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.5f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right] = 201.63 \text{ MPa}$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier - béton.

Pour une section partiellement comprimée on a :

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 28.98 \text{ cm}$$

$e > \frac{h}{4} = 15 \text{ cm}$: il y a de forte chance que la section soit partiellement comprimée

$$C = \frac{h}{2} - e$$

D'où $C = -21.48 \text{ cm}$

$y_{ser} = C + y_2$

y_2 est définie par l'équation du 3^{ème} degré suivante :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0$$

Avec :

$$P = -3C^2 - \frac{90A_1}{b} (C - C') + \frac{90A_2}{b} (d - C) = -1436.08 \text{ cm}^2$$

Et :
$$q = -2C^3 - \frac{90A_1}{b} (C - C')^2 - \frac{90A_2}{b} (d - C)^2 = 17057.22 \text{ m}^3$$

$$D'où \Delta = q^2 + \frac{4P^3}{27} = -1.81 \cdot 10^8 \text{ cm}^6$$

$\Delta < 0$ donc :

$$y_{2,1} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right)$$

$$y_{2,2} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{2\pi}{3}\right)$$

$$y_{2,3} = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

Avec :

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 43.76 \text{ cm}$$

$$\varphi = \arccos\left(\frac{3q}{2P} \sqrt{\frac{-3}{P}}\right) = 2.52 \text{ rad}$$

Donc :

$$y_{2,1} = 29.21 \text{ cm}$$

$$y_{2,2} = -42.81 \text{ cm}$$

$$y_{2,3} = 13.53 \text{ cm}$$

Parmi les 3 solutions de l'équation on prend qui vérifie la relation suivante :

$$0 < y_{2,i} + C < d$$

La 1^{ère} solution vérifie la relation :

$$0 < 29.21 - 21.48 = 4.13 < 10.8$$

D'où $y_2 = 29.21 \text{ cm}$

Et

$$y_{\text{ser}} = 7.73 \text{ cm}$$

❖ **Calcul de moment d'inertie:**

$$I = \frac{by_{\text{ser}}^3}{3} + nA_2(d - y_{\text{ser}})^2 + nA_1(y_{\text{ser}} - C')^2 = 5910.92 \text{ cm}^4$$

Alors :

$$\sigma_{\text{bc}} = \frac{y_2 N_{\text{ser}} y_{\text{ser}}}{I} = 2.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{\text{st}} = n \frac{y_2 N_{\text{ser}}}{I} (d - y_{\text{ser}}) = 15.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{st}} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$\sigma_{\text{st}} > 0 \Rightarrow$ Donc la section effectivement partiellement comprimée

❖ Conclusion:

On prend comme valeur de section des armatures inférieure ($A_2 = 3.14 \text{ cm}^2$) et pour des raisons pratiques et car les forces horizontales peuvent agir sur les deux faces de l'acrotère donc on adopte la même section d'armatures pour la zone supérieure ($A_1 = 3.14 \text{ cm}^2$).

III.2.4.4 Vérification des espacements des barres :

a) Armature longitudinales:

$$S_l = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

Avec :

h: hauteur de la section = 15 cm

b) Armature répartitions:

$$S_r = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III.2.5 Schéma de ferrailage :

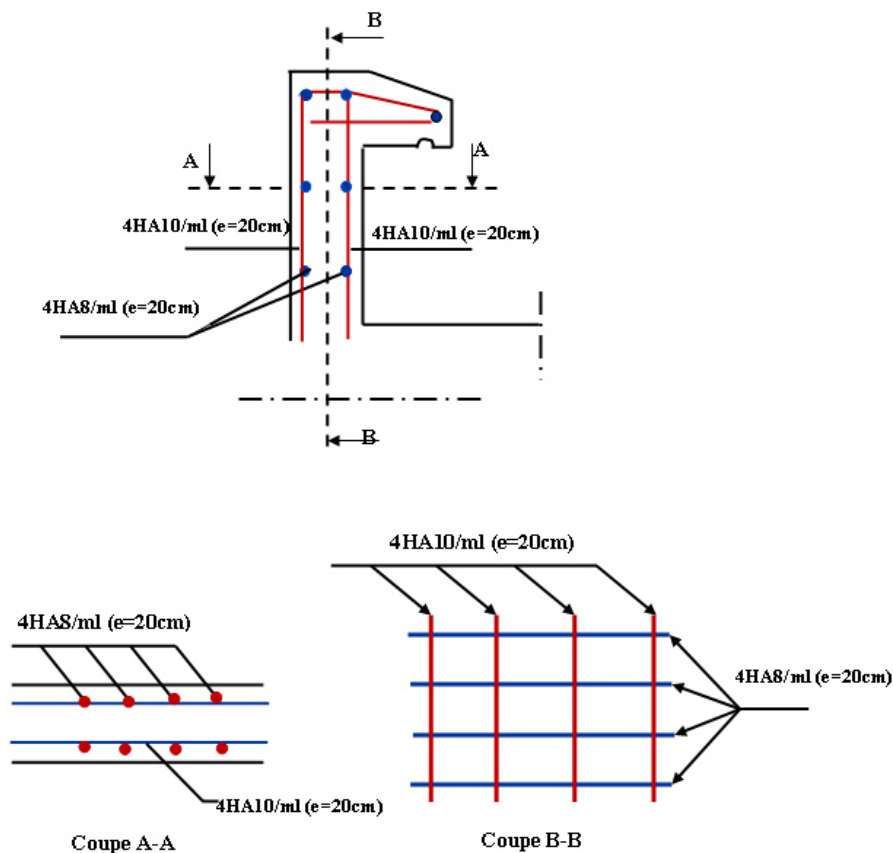


Figure III.4 : Schéma de ferrailage d'acrotère.

III.3 Etude du balcon :

Le balcon est assimilé à un consol en béton encastré à son extrémité dans la poutre donc le calcul ce fait a la flexion simple et on fait le calcul pour 1 mètre linéaire.

❖ Actions permanentes:

- Pour une bande de 1m : $G = 5,43\text{kN/m}^2$
- Charges de garde-corps : $G_2 = 1\text{kN/m}$

❖ Actions d'exploitations:

- $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

III.3.1 Combinaison d'actions:

a) L'état limite ultime(ELU):

- ✓ La charge répartie : $q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 14,83 \text{ KN/ml}$.
- ✓ La charge concentré : $p_u = 1,35 \times G_2 = 1,35 (1) = 1,35 \text{ KN}$.
- ✓ La charge due à la main courante = $1,5 \text{ KN.m}$.

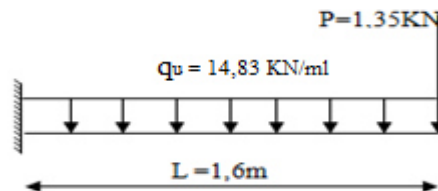


Figure III.5 : schéma statique de balcon à l'ELU.

b) L'état limite de service (ELS) :

- ✓ La charge répartie : $q_{ser} = G + Q = 10,43 \text{ kN/ml}$
- ✓ La charge concentrée : $P_s = 1\text{KN}$

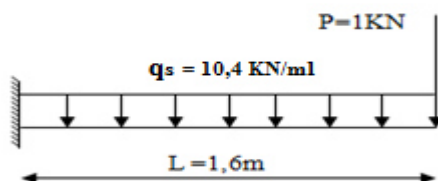


Figure III.6 : schéma statique de balcon à l'ELS.

c) **Moment d'encastrement:**

On a la portée libre de balcon est de 1.6 m, donc :

✓ **ELU:**

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} + PL = 21,14 \text{ KN.m}$$

✓ **ELS:**

$$M_{\text{ser}} = \frac{q_{\text{ser}} L^2}{2} + PL = 14,95 \text{ KN.m}$$

d) **les efforts tranchant:**

✓ **ELU:**

$$V_u = q_u L + p_u = 25,03 \text{ KN}$$

✓ **ELS:**

$$V_s = q_s L + p_s = 17,69 \text{ KN}$$

III.3.2 Calcul des armatures longitudinales à L'ELU:

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple avec :

$b = 1.00 \text{ m}$; $h = 0.20 \text{ m}$; $d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$; $d' = C' = 2 \text{ cm}$.

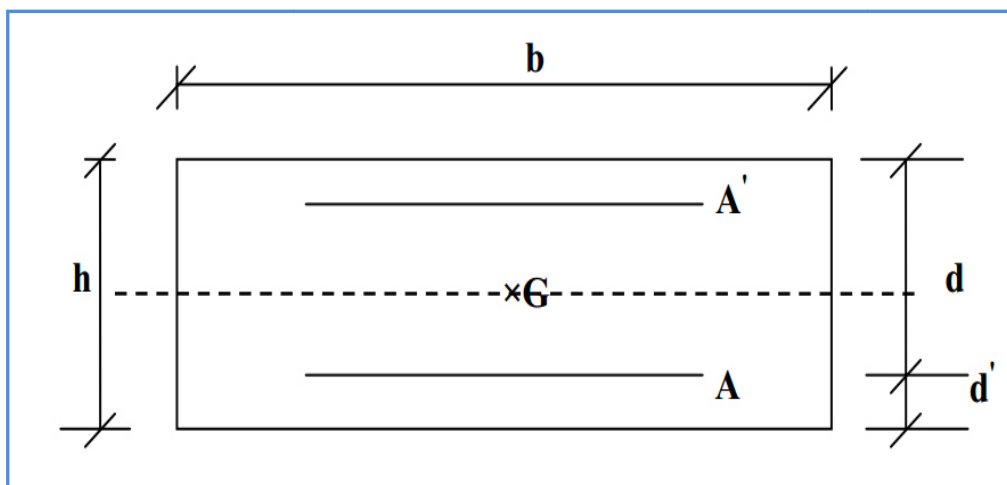


Figure III.7 : Section de calcul de balcon.

❖ **Moments ultime réduit:**

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2f_{bc}} = 0.046 < \mu_l = 0.392 \quad ; \quad A_s' = 0$$

Donc la section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

➤ **Section d'armature:**

$\mu_{bu} = 0,046 < 0,275$ d'après le on calcule Z

$$\checkmark \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,046}) = 0,059$$

$$\checkmark \quad Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,059) = 0,176\text{m} = 17,6\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u(\text{max})}{Z_b \sigma_{su}} = 3,45\text{cm}^2$$

Donc : $A_s = 3,45\text{cm}^2$

III.3.3 Condition de non fragilité :

La section minimale est :

$$A_{\text{min}} \geq 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,17 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_s = 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de $S_l = 20 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures de répartition:**

D'après les vérifications à l'ELU les armatures de répartition ne sont pas nécessaires donc on prévoit des armatures de répartition ayant un rôle constructif.

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte $A_r = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec espacement de $S_r = 20 \text{ cm}$.

❖ **Vérification des espacements des barres :**

✓ **Armature longitudinales:**

$$S_l = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

✓ **Armature répartition:**

$$S_r = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELU:**

❖ **Contrainte de cisaillement :**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Telle que le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

Et :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$V_u = q_u l = 25,03 \text{ kN}$$

Donc :

$$\tau_u = \frac{25030}{1000 \times 180} = 0.14 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$... condition vérifié

Donc il n y a pas de risque de cisaillement

❖ **Contrainte d'adhérence :**

On doit vérifier l'équation suivante :

$$\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$$

On a $\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$

$\bar{\Psi}_s \geq 1.5$ on prend $\bar{\Psi}_s = 1.5$

D'où $\bar{\tau}_{su} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$

On a :
$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues.

Donc :

$$\sum U_i = 5 \times 2 \times \pi \times R = 157 \text{ mm.}$$

D'où $\tau_u = 0.98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa}$ condition vérifié

➤ **Vérification à l'ELS:**

Il faut faire la vérification des deux conditions suivantes :

❖ **Dans le béton on doit vérifier:**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ MPa}$$

a) **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15A'_s(y - c') - 15A_s(d - y) = 0$$

La solution de cette équation est donnée par la formule suivante :

$$y = \frac{n(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right] = 8,56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - C')^2 = 26160,65 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$\sigma_{bc} = 4,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 21 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

b) **Dans l'acier on doit vérifier:**

$$\sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 80,92 < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifié}$$

❖ **Vérification de la flèche:**

On doit vérifier que :

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

2) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ Mpa}$

3) $\frac{h}{\ell} > \frac{1}{10} \times \frac{M_t^s}{M_0}$

AN :

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{185} = 0,108 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,93}{100 \times 18} = 2,18 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{160} = 0,125 > \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \times \frac{10,75}{10,75} = 0,1 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

III.3.4 Schéma de Ferrailage:

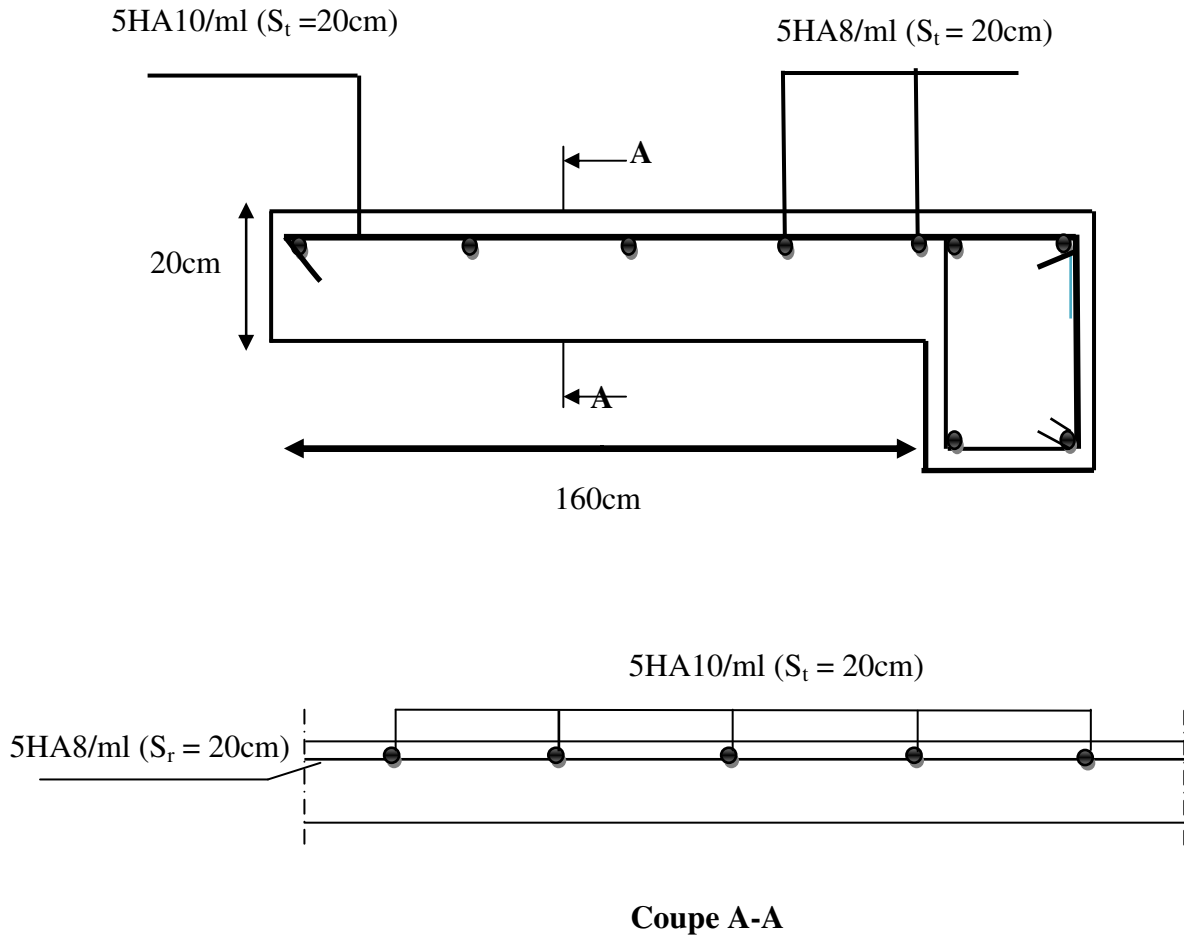


Figure .III.8: Schéma de ferrailage du balcon.

III.4 Etude des planchers en corps creux:

III.4.1 Dimensionnement des poutrelles:

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé qui servent à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Elles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Si les poutres dans les deux sens ont des portées égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

III.4.2 Calcul des poutrelles:

Le dimensionnement des poutrelles passe par deux étapes :

- Le calcul avant coulage.
- Le calcul après coulage.

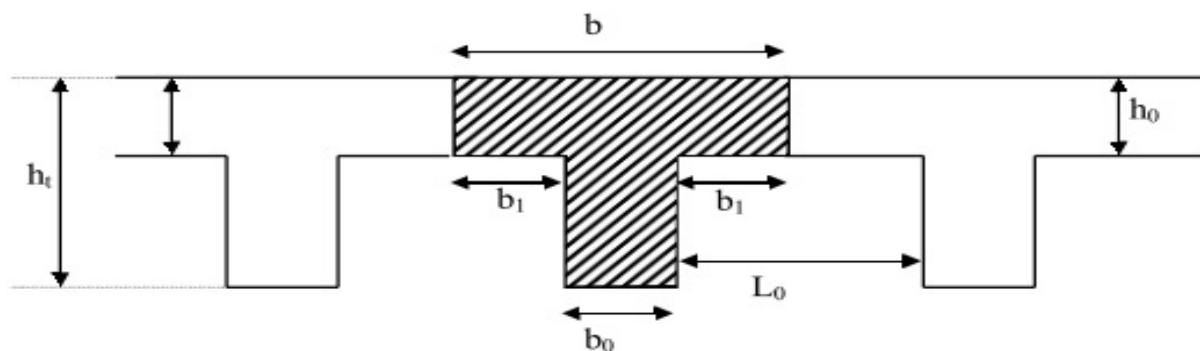


Figure.III.9: Les différentes dimensions du plancher.

III.4.2.1 Avant coulage:

La poutrelle avant coulage est une poutre isostatique ayant les charges suivantes:

- son poids propre.
- le poids de corps creux (entrevous).
- une charge concentrée (son milieu dont l'intensité est la plus grande de 1 kN ou (0.5xL) KN, qui représente le poids d'un ouvrier (d'après DTR B.C.2.2).

III.4.2.1.1 Sollicitations de calcul :

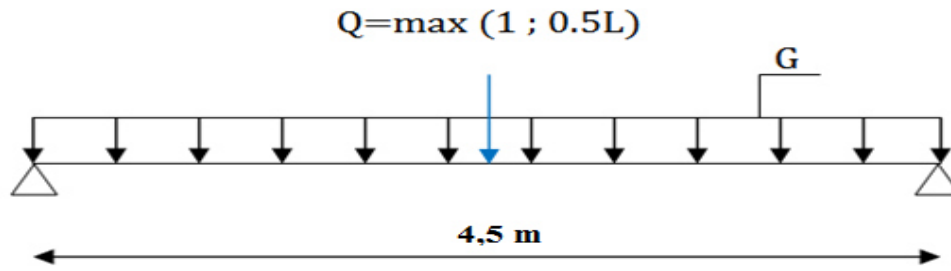


Figure. III.10 : Schématisation de la poutrelle avant coulage.

Tableau. III.2 : les charges de la poutrelle avant coulage.

La travée L (m)	Q (kN)	G (kN/ml)	
4,5	2,25	poids de poutrelle	Poids du corps creux
		$0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$	$0.65 \times 0,95 = 0.6175$
		0.74	

$$M_G = \frac{GL^2}{8} ; M_Q = \frac{QL}{4}$$

$$M_U = 1.35M_G + 1.5M_Q$$

III.4.2.1.2 Calcul de ferrailage:

Le calcul en flexion simple nous donne :

$$b = 12 \text{ cm} ; h = 4 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 3.6 \text{ cm} ; f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

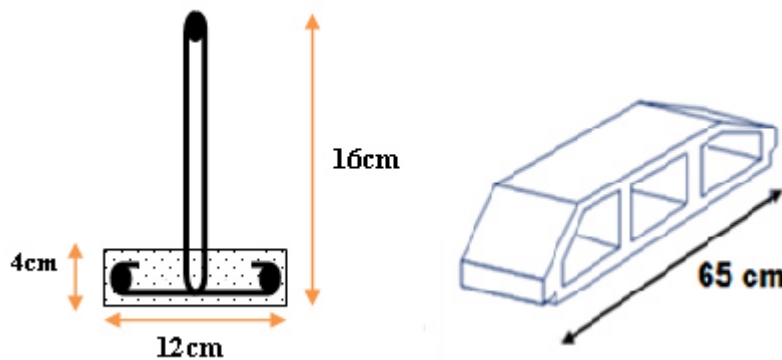


Figure.III.11 : Poutrelle préfabriqué et corps creux.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_u} = \frac{6,32 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14.2} = 2.87$$

$$\mu_l = 0.392$$

Donc : $\mu_{bu} > \mu_{lu} \Rightarrow A' \neq 0$, La section est doublement armée.

❖ **Conclusion :**

Les armatures comprimées A' sont nécessaires, cependant la section est faible, pour cela on prévoira des étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant coulage de la table de compression.

III.4.2.1.3 Calcul des étaielements:

C'est à partir du calcul de moment qu'on pourra déterminé le nombre d'étaielements, on commence par la disposition d'un seul pied droit au milieu, on détermine alors " μ " pour la comparer avec " μ_l ", si ce coefficient est supérieur du premier donc un seul pied droit suffira, sinon on ajoutera un deuxième et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'un coefficient de frottement inférieur au coefficient de frottement limite.

Tableau. III.3 : tableau de calcul des étaielements.

L (m)	N _{étaielement}	Q (KN)	M _Q (KN.m)	G (KN/ml)	M _G (KN.m)	M _U (KN.m)	μ_{bu}	μ_l
4,5	0	2,25	2,53	0,74	1,87	6,32	2,87	0,392
2,25	1	1,125	0,63	0,74	0,47	1,58	0,72	0,392
1,125	3	1	0,28	0,74	0,12	0,58	0,264	0,392

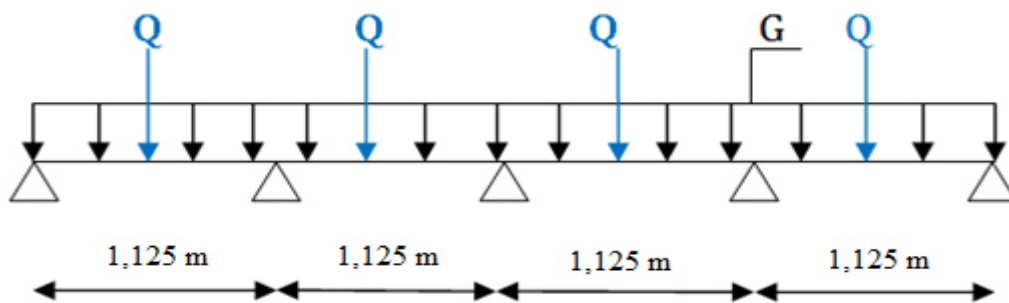


Figure. III.12 : Travée avec trois étais espacés de 1,125 m.

Alors il faut prévoir trois étaielements le long de la travée espacés de 1,125 m pour que la poutrelle supporte les charges avant coulage de la dalle de compression.

III.4.2.2 Après coulage:

Après le coulage et le durcissement de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T avec les dimensions suivantes : $b=65$ cm, $h_0=4$ cm, $b_0=12$ cm, $h=20$ cm

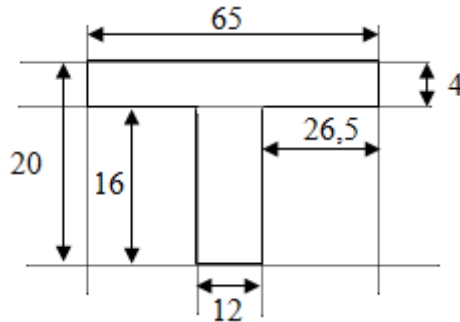


Figure.III.13: La section en T de la poutrelle.

III.4.2.1.4 Evaluation des charges et surcharges:

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

Le cas le plus défavorable c'est le cas d'étage courant :

Donc on prend : $G = 4,9$ KN/m² et $Q = 5$ KN/m²

❖ **A P'ELU :**

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

❖ **A P'ELS :**

$$q_{ser} = (G + Q) \times 0.65$$

Tableau.III.4 : Tableau récapitulatif des charges appliqué sur la poutrelle.

	G (kN/m)	Q (kN/m)	$g=0.65G$	$q=0.65Q$	q_u (kN/m)	q_s (kN/m)
Etage courant	4,9	5	3,19	3,25	9,18	6,44

III.4.3 Présentation de la méthode de calcul :

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul de leurs efforts internes, on utilise l'une des deux méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

III.4.3.1 Méthode forfaitaire:

a) Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

M_0 : la valeur maximale du moment de flexion dans la travée de comparaison ou moment isostatique.

M_w , M_e : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches et de droite pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_t : le moment maximal dans la travée considérée.

α : le rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations (Q).

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

Les valeurs prise pour M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

1. $M_T + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \text{Max} [(1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05 M_0]$
2. $M_T \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée intermédiaire.
3. $M_T \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$ dans une travée de rive.
4. $M_e \geq 0.60M_0$ et $M_w \geq 0.60M_0$ sur l'appui intermédiaire d'une poutre à deux travées
 - $M_e \geq 0.50M_0$ et $M_w \geq 0.50 M_0$ sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
 - $M_e \geq 0.40M_0$ et $M_w \geq 0.40 M_0$ sur les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

b) Condition d'application :

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

- ✓ $Q \leq \text{Max} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- ✓ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- ✓ Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1.25.$$

✓ Fissuration préjudiciable.

❖ **Remarque:**

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

III.4.3.2 Méthode de Caquot:

a) Domaine d'application:

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles ; elle s'applique également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

b) Application de la méthode :

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e . Les travées peuvent supporter respectivement :

- Une charge uniformément répartie d'intensité q_w et q_e .
- Des charges concentrées P_w P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée w soit vers la droite de la travée e).
- La longueur réduite de chaque travée L' :

- Pour les travées de rive sans porte à faux. $\begin{cases} l'_w = l_w \\ l'_e = l_e \end{cases}$

- Pour les travées intermédiaires. $\begin{cases} l'_w = 0.8l_w \\ l'_e = 0.8l_e \end{cases}$

Règle des moments:

✓ **Moment en appuis :**

$$M_A = - \frac{q_w \times l'_w{}^3 + q_e \times l'_e{}^3}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

M_a = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

✓ **Moment en travée :**

$$M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \times x_0^2}{2}$$

✓ **Efforts tranchants sur travée :**

$$\begin{cases} V_e = V_w + q \times l \\ V_w = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q \times l}{2} \end{cases}$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

✓ **Position ou l'effort tranchant est nul :**

$$x_0 = -\frac{V_w}{q}$$

III.4.4 Type des poutrelles :

Planche des étages courant

Notre ouvrage comporte deux types des poutrelles

Type 01 : (Poutrelle à 5 travées)

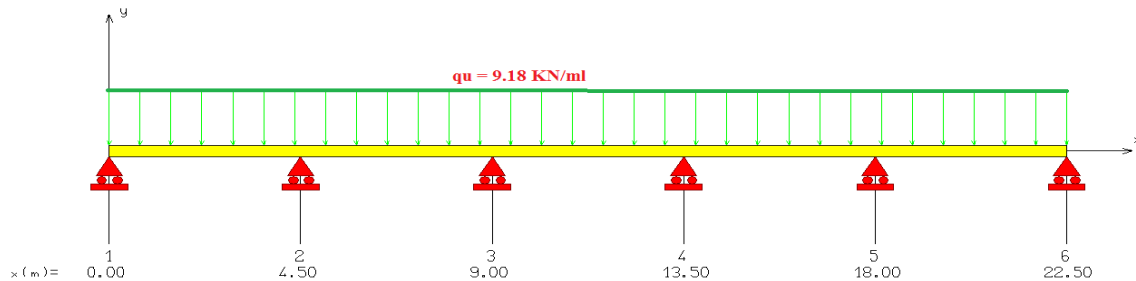


Figure.III.14 : Schéma statique de poutrelle type 1.

III.4.4.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire:

✓ **Condition1:**

La valeur de la surcharge d'exploitation des constructions courantes doit être égale au plus à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m²

$$Q \leq \{2G \text{ ou } 5 \text{ KN/m}^2\}$$

$$2G = 2 \times 4.9 = 9.8 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5 \text{ kN/m}^2 \leq \{9.8, 5\} \Rightarrow (\text{Condition est vérifiée})$$

✓ **Condition 2:**

Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes pour les différentes travées.

\Rightarrow (Condition est vérifiée)

✓ **Condition 3:**

Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} = \frac{4.5}{4.5} = 1 \leq 1.25$$

\Rightarrow (Condition vérifiée)

✓ **Condition 4:**

La fissuration est préjudiciable \Rightarrow (Condition non vérifiée)

Conclusion:

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, donc on applique la méthode de Caquot.

❖ **Calcul à l'ELU :**

a) **Calcule le moment en appuie:**

Appuie A, F:

$$M_A = M_F = 0 \text{ KN.m}$$

Appui B :

$$M_B = - \frac{9,18 \cdot 4.5^3 + 9,18 \cdot 3.6^3}{8.5(4.5 + 3.6)}$$

$$M_B = -18.37 \text{ KN.m}$$

Appui C, D :

$$M_C = M_D = - \frac{9,18 \cdot 3.6^3 + 9,18 \cdot 4.5^3}{8.5(3.6 + 4.5)}$$

$$M_C = -13.97 \text{ KN.m}$$

Appui E :

$$M_E = -\frac{9.18 \cdot 3.6^3 + 0 \cdot 4.5^3}{8.5(3.6 + 4.5)}$$

$$M_E = -6.22 \text{ KN.m}$$

b) Calcule le moment en travée:

Travée AB :

$$X_0 = \frac{16.57}{9.18} = 1.8 \quad \rightarrow \quad X_0 = 1.8$$

$$M_T = 0 + 16.57 \times 1.8 - 9.18 \times \frac{1.8^2}{2} \quad M_T = 14.95 \text{ KN.m}$$

Travée BC, CD :

$$X_0 = \frac{20.65}{9.18} = 2.25 \quad \rightarrow \quad X_0 = 2.25$$

$$M_T = -18.37 + 20.65 \times 2.25 - 9.18 \times \frac{2.25^2}{2} = 4.86 \quad \rightarrow \quad M_T = 4.86 \text{ KN.m}$$

Travée DE:

$$X_0 = \frac{22.38}{9.18} = 2.44 \quad \rightarrow \quad X_0 = 2.44$$

$$M_T = 21.06 \text{ KN.m}$$

Travée EF:

$$X_0 = \frac{19.27}{9.18} = 2.10 \quad \rightarrow \quad X_0 = 2.10$$

$$M_T = 14.00 \text{ KN.m}$$

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

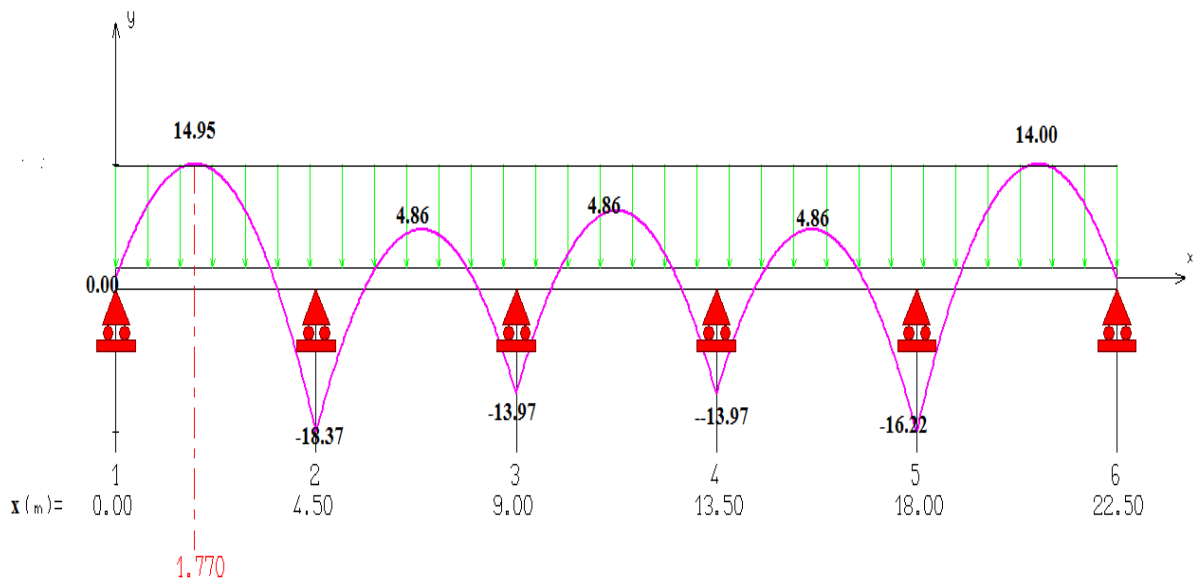


Figure.III.15 : Diagramme de Moment fléchissons à L'ELU.

c) Calcul l'effort tranchant :

Travée AB :

$$V_W = \frac{0 - (-18.37)}{4.5} - \frac{9.18 \times 4.5}{2}$$

$$V_E = -16.57 + (9.18 \times 4.5)$$

$$V_W = -16.57 \text{ KN}$$

$$V_E = 24.73 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_W = \frac{-18.37 - (-13.97)}{4.5} - \frac{9.18 \times 4.50}{2}$$

$$V_E = -20,65 + (9.18 \times 4.50)$$

$$V_W = -20.65 \text{ KN}$$

$$V_E = 19.68 \text{ KN}$$

Travée CD:

$$V_W = -20.65 \text{ KN}$$

$$V_E = 20.65 \text{ KN}$$

Travée DE :

$$V_W = -22.38 \text{ KN}$$

$$V_E = 18.93 \text{ KN}$$

Travée EF :

$$V_W = -19.27 \text{ KN}$$

$$V_E = 22.04 \text{ KN}$$

EFFORT TRANCHANT [k.N]

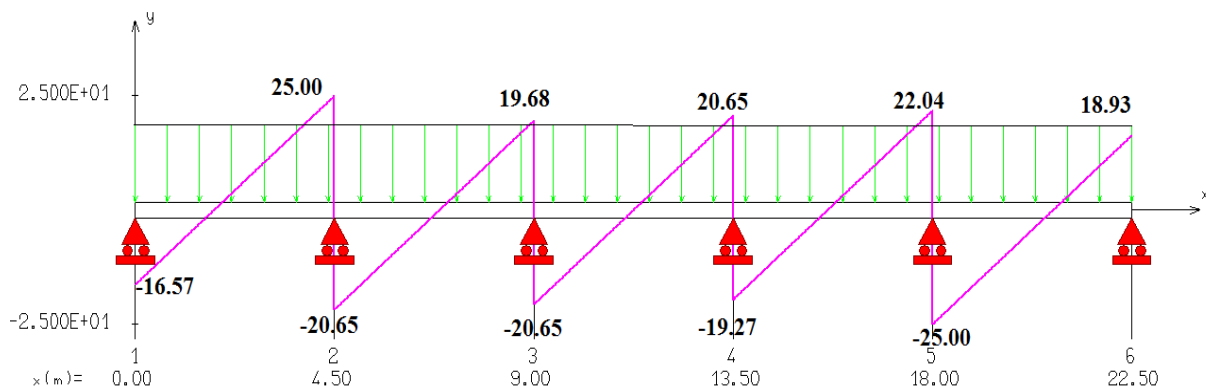


Figure.III.16 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant à ELU :

Tableau.III.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle type 1 à l'ELU.

Travée	AB		BC	CD	DE	EF
L(m)	4.5		4.5	4.5	4.5	4.5
L'(m)	4.5		3.6	3.6	3.6	4.5
V _W (KN)	-16.57		-20.65	-20.65	-22.38	-19.27
V _E (KN)	24.73		19.68	20.65	18.93	22.04
X ₀ (m)	1.8		2.25	2.25	2.44	2.1
M _T (KN.m)	14.95		4.86	4.86	21.06	14.0
Appuis	A	B	C	D	E	F
M (KN.m)	0	-18.37	-13.97	-13.97	-16.22	0

❖ **Calcul à l'ELS :**

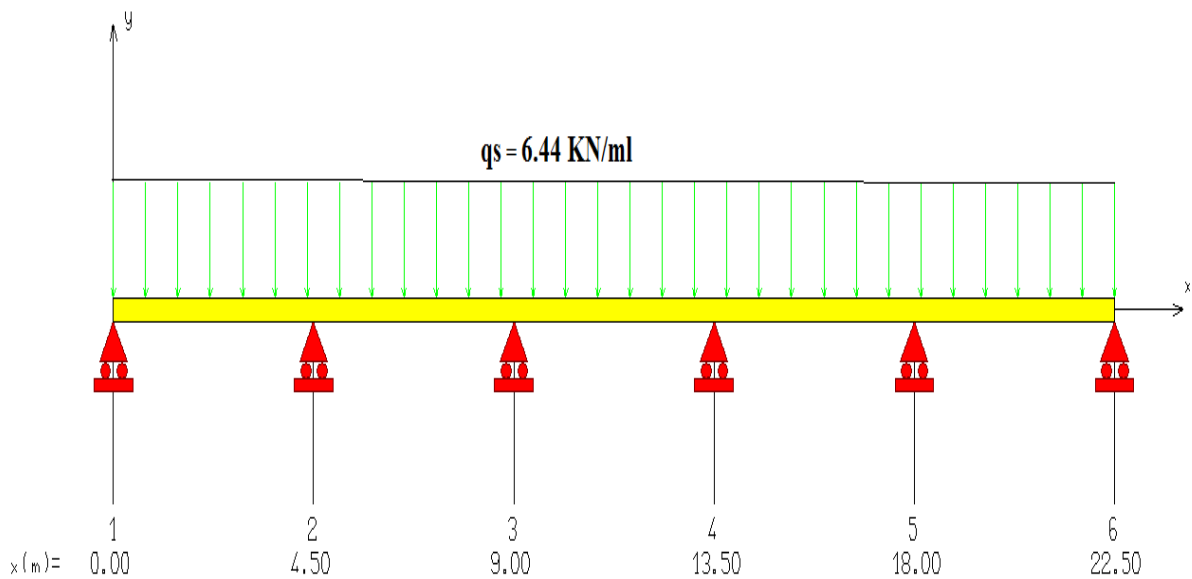


Figure.III.17 : Schéma statique de poutrelle type 1.

Tableau.III.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle type 1à l'ELS.

Travée	AB		BC	CD	DE	EF
L(m)	4.5		4.5	4.5	4.5	4.5
L'(m)	4.5		3.6	3.6	3.6	4.5
V _w (KN)	-11.62		-15.18	-14.49	-15.69	-17.35
V _E (KN)	17.35		13.80	14.49	13.28	13.52
X ₀ (m)	1.8		2.25	2.25	2.44	2.1
M _T (KN.m)	10.48		4.96	6.50	9.31	13.90
Appuis	A	B	C	D	E	F
M (KN.m)	0	-12.89	-9.80	-9.80	-12.89	0

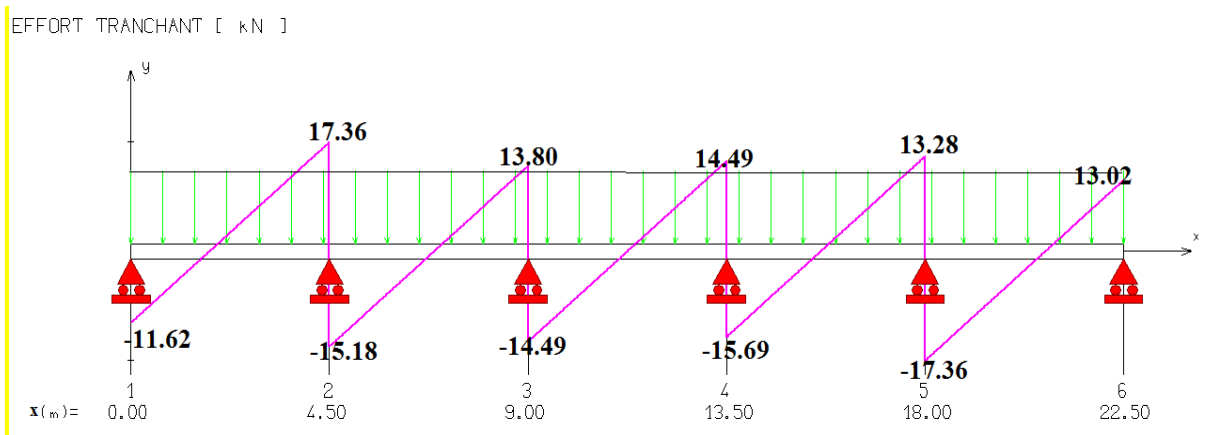


Figure.III.18 : Diagramme des tranchants à L'ELS.

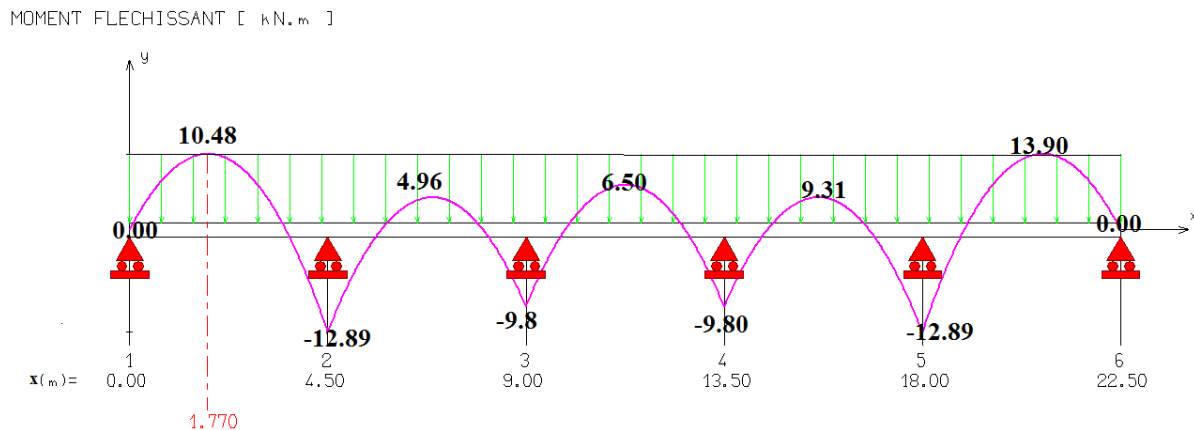


Figure.III.19 : Diagramme de Moment fléchissant à L'ELS.

Remarque:

Fissuration préjudiciable la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

➤ **Type 02 :**

❖ **Calcul à L'ELU :**

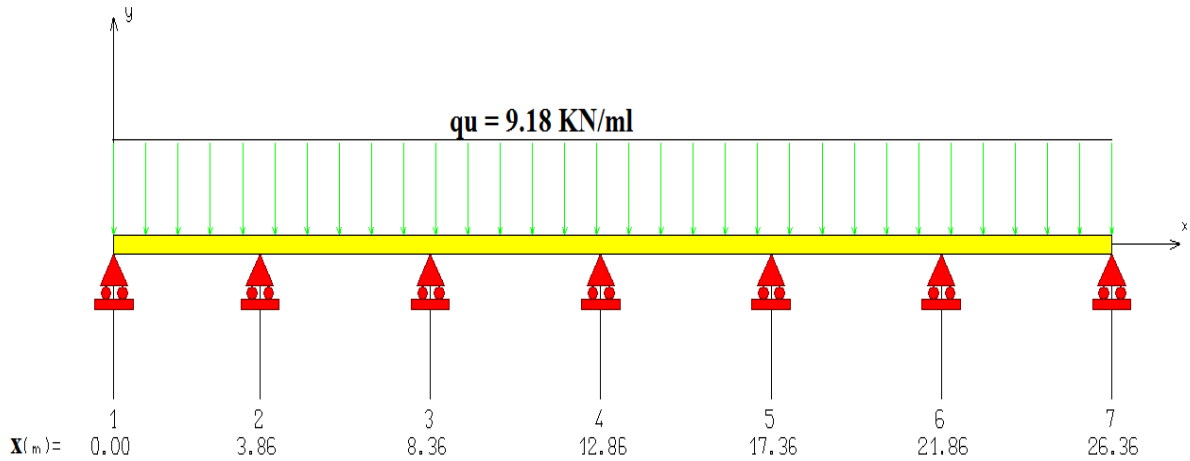


Figure.III.20 : Schéma statique de la poutrelle type 2.

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivant à ELU :

Tableau.III.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle type 2 à l'ELU.

Travée	AB		BC	CD	DE	EF	FG
L(m)	3.86		4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
L'(m)	3.86		3.6	3.6	3.6	3.6	4.5
V _w (KN)	-13.81		-20.40	-20.65	-20.65	-19.68	-24.74
V _E (KN)	21.62		20.91	20.65	120.65	21.63	16.57
X ₀ (m)	1.5		2.22	2.25	2.25	2.14	2.7
M _T (KN.m)	10.39		7.59	9.23	9.23	2.62	14.97
Appuis	A	B	C	D	E	F	G
M (KN.m)	0	-15.08	-14.0	-14.0	-14.0	-18.37	0

EFFORT TRANCHANT [kN]

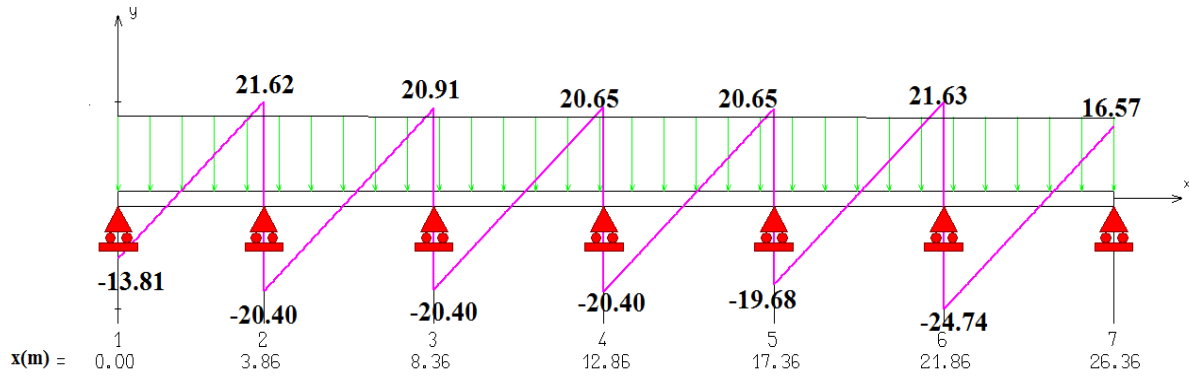


Figure.III.21 : Diagramme des tranchants à L'ELU.

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

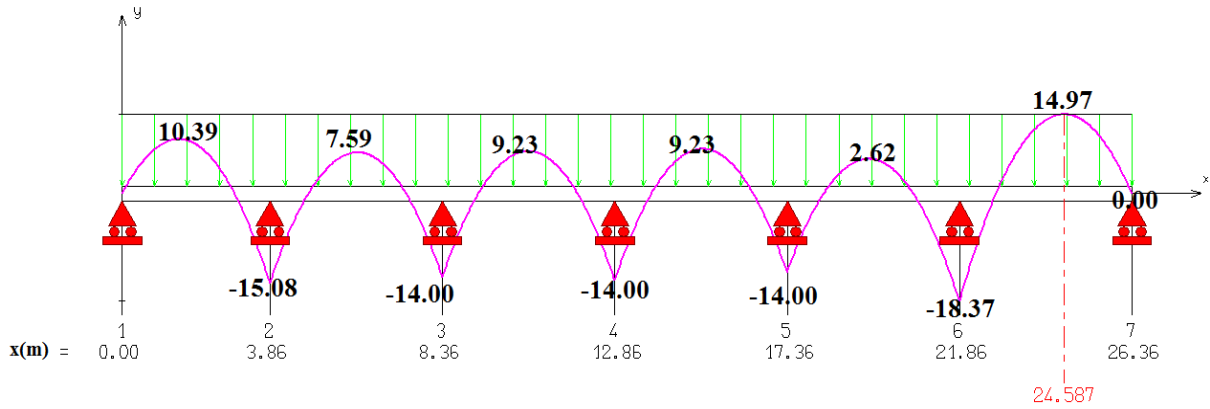


Figure.III. 22: Diagramme de Moment fléchissons à ELU.

❖ **Le calcul a ELS :**

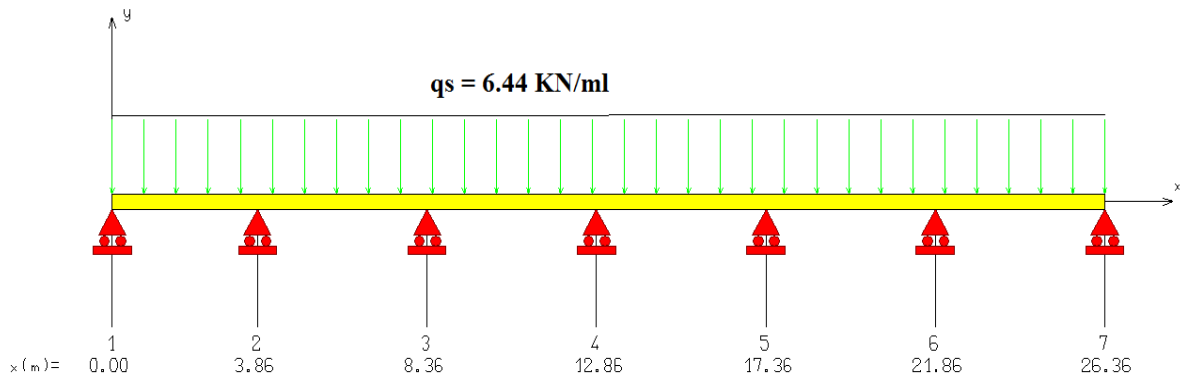


Figure.III.23 : Schéma statique de la poutre type 2.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau.III.8 : Calculs des efforts tranchants et des moments de la poutrelle type 2à l'ELS.

Travée	AB		BC	CD	DE	EF	FG
L(m)	3.86		4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
L'(m)	3.86		3.6	3.6	3.6	3.6	4.5
V _w (KN)	-9.69		-14.66	-14.49	-14.49	-13.81	-17.35
V _E (KN)	15.17		14.32	14.49	14.49	5.17	11.63
X ₀ (m)	1.5		2.22	2.25	2.25	2.14	2.7
M _T (KN.m)	7.29		6.10	6.48	6.48	5.00	10.48
Appuis	A	B	C	D	E	F	G
M (KN.m)	0	-10.58	-9.82	-9.82	-9.82	-12.89	0

EFFORT TRANCHANT [kN]

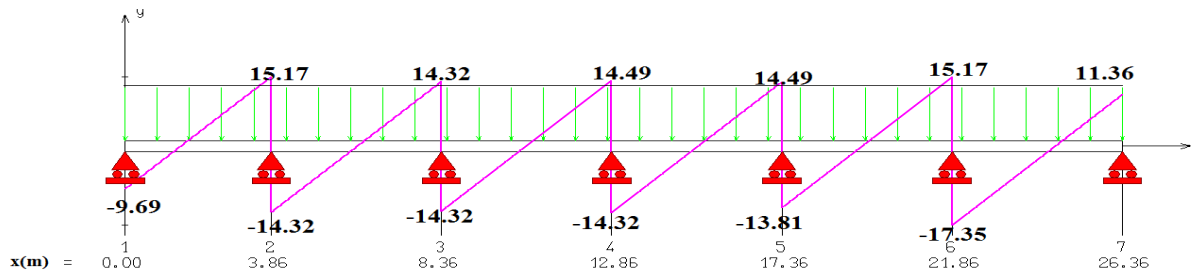


Figure.III.24 : Diagramme des tranchants à L'ELS.

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

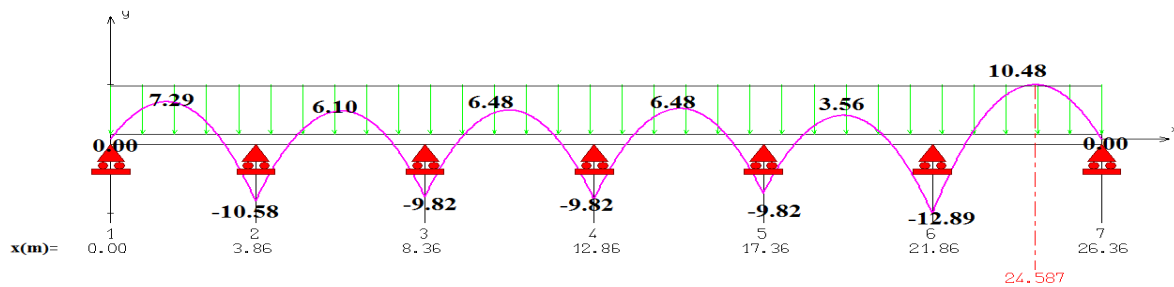


Figure.III.25 : Diagramme des Moments fléchissants à ELS.

Tableau.III.9 : Récapitulative des moments et des efforts tranchants de calcul.

ELU			ELS		
M_{tu}	M_{au}	T_u	M_{tser}	M_{aser}	T_{ser}
21.06	18.37	24.74	13.90	12.89	17.35

En major les moments par :

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appui: $M_a=0,50M_0$

Pour planche terrasse :

❖ **Calcul à L'ELU :**

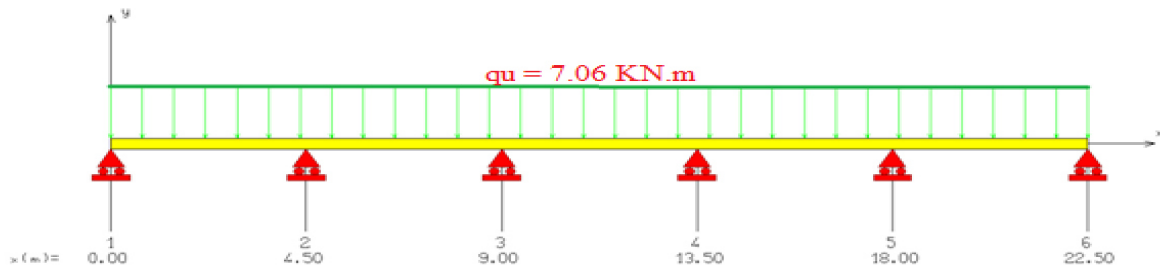


Figure.III.26 : Schéma statique de la poutrelle.

D'après l'utilisation de la méthode de CAQUOT, les résultats trouvés sont donnés dans les tableaux suivant à ELU :

Tableau.III.10 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELU.

Travée	AB		BC	CD	DE	EF
L(m)	4.5		4.5	4.5	4.5	4.5
L'(m)	4.5		3.6	3.6	3.6	4.5
$V_w(KN)$	-19.23		-15.04	-15.88	-16.72	-12.54
$V_E(KN)$	15.04		15.88	16.72	12.54	13.02
$X_0(m)$	1.8		2.25	2.25	2.44	2.1
$M_T(KN.m)$	10.34		4.7	6.58	4.7	10.34
Appuis	A	B	C	D	E	F
M (KN.m)	0	-15.04	-11.28	-11.28	-15.04	0

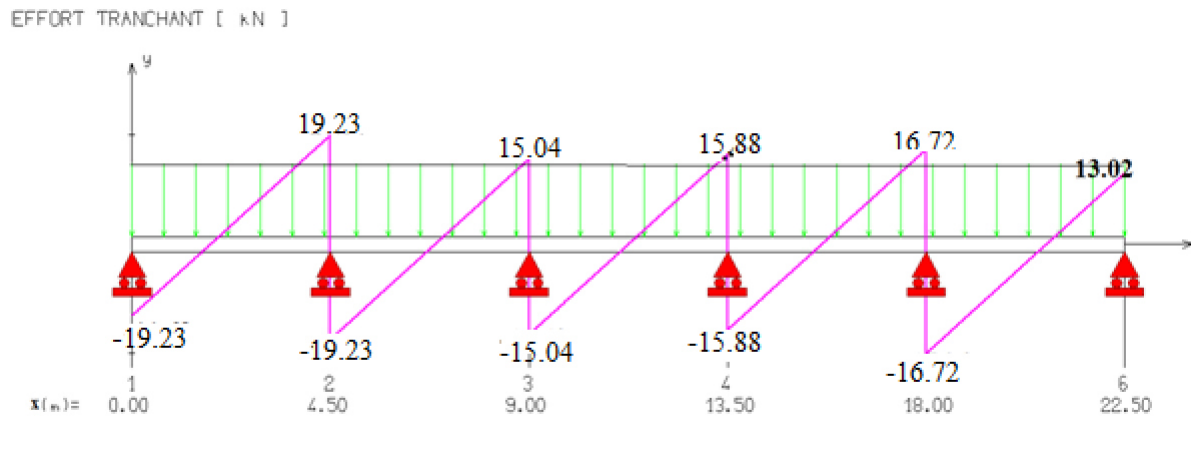


Figure.III.27 : Diagramme des tranchants à L'ELU.

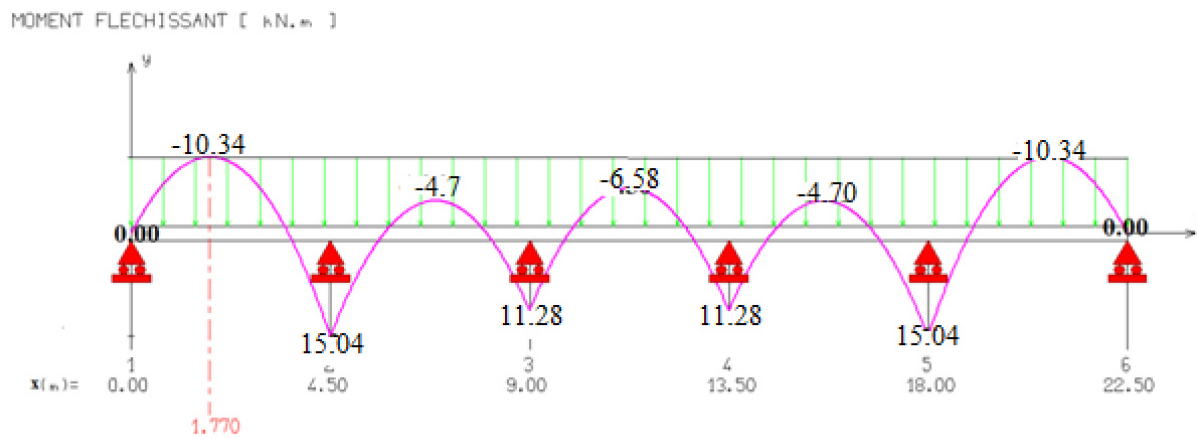


Figure.III.28 : Diagramme de Moment fléchissons à ELU.

❖ **Le calcul a ELS :**

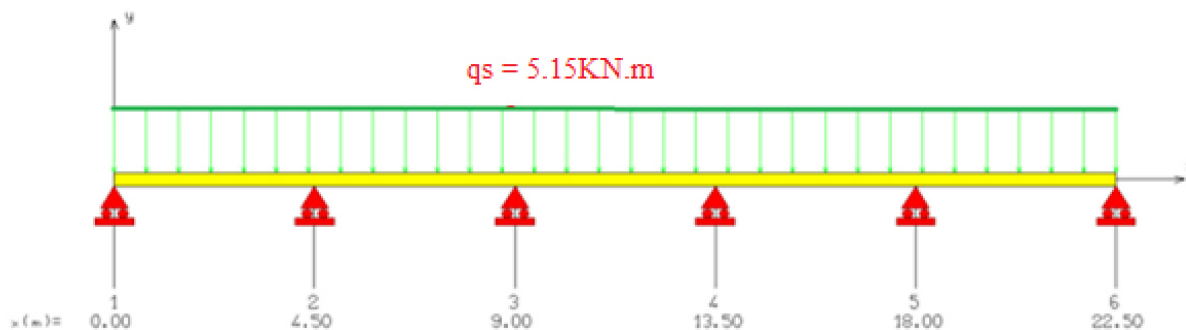


Figure.III.29 : Schéma statique de la poutrelle.

Tableau.III.11 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle à l'ELS.

Travée	AB		BC	CD	DE	EF
L(m)	4.5		4.5	4.5	4.5	4.5
L'(m)	4.5		3.6	3.6	3.6	4.5
V _w (KN)	-9.14		-14.02	-10.97	-11.58	-12.19
V _E (KN)	14.02		10.97	11.58	12.19	9.14
X ₀ (m)	1.8		2.25	2.25	2.44	2.1
M _T (KN.m)	7.55		3.43	4.80	3.43	7.55
Appuis	A	B	C	D	E	F
M (KN.m)	0	-10.97	-8.23	-8.23	-10.97	0

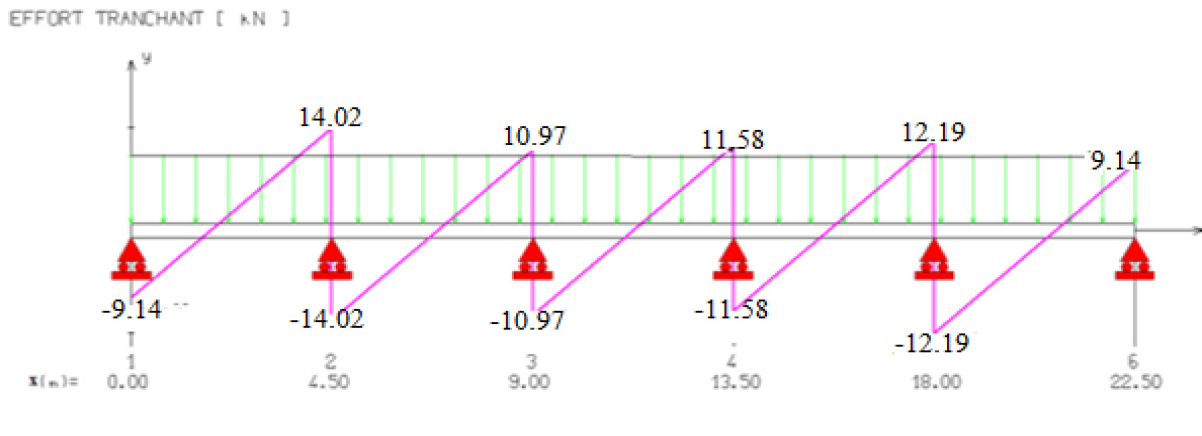


Figure.III.30 : Diagramme des tranchants à L'ELS.

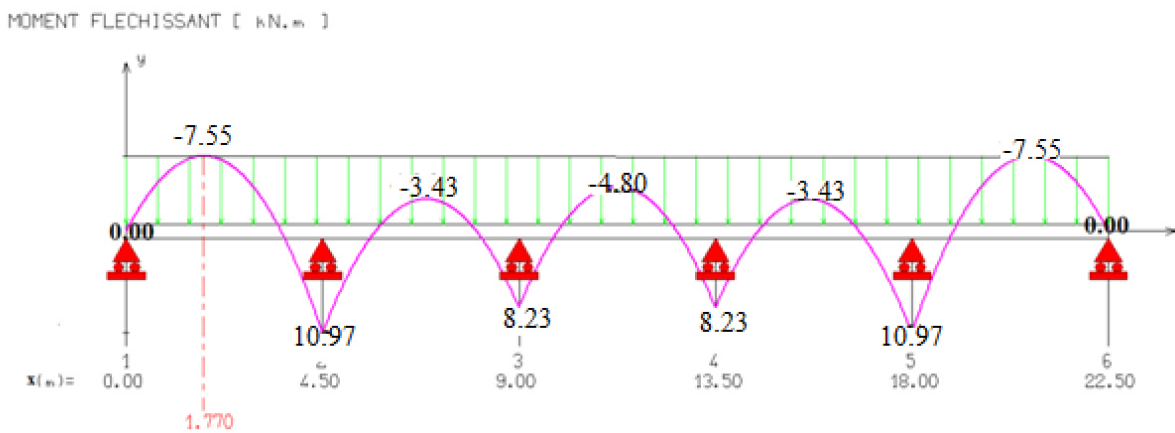


Figure.III.31 : Diagramme des Moments fléchissants à ELS.

Tableau.III.12 : Récapitulative des moments et des efforts tranchants de calcul.

ELU			ELS		
M_{tu}	M_{au}	T_u	M_{tser}	M_{aser}	T_{ser}
15.04	10.34	19.23	10.97	7.55	14.02

En major les moments par :

- Moment en travée: $M_t=0,85M_0$
- Moment sur appui: $M_a=0,50M_0$

III.4.4.2 Ferrailage de poutrelles:

❖ **Calcul à L'ELU:**

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable

a) **Calcul des armatures longitudinales:**

✓ **En travée :**

Le calcul des armatures s'effectue comme une poutre de section en T, en considérant le moment en travée max : $M_{t_{max}} = 17.90KN.m$

❖ **Moment d'équilibre par la table de compression:**

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$Avec : \left\{ \begin{array}{l} F_{bc} = b \times h_0 \times f_{bu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.20 = 0.37 MN \\ Z_b = d - \frac{h_0}{2} = 0.18 - \frac{0.04}{2} = 0.16 m \end{array} \right\}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} Z_b = 0.0592 MN.m = 59.2 KN.m$$

$$M_{Tu} = 59.20 KN.m > 21.06KN.m$$

L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en « T » sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h), b =65cm et h=20cm

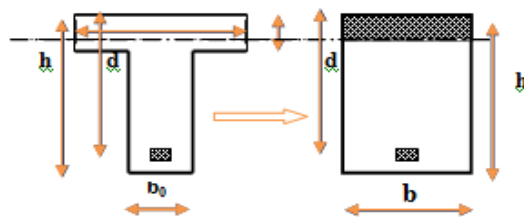


Figure.III.32 : Coupe de Section Rectangulaire et Section en T.

❖ **Calcul du moment réduit:**

$$\mu = \frac{M_{u \max}^t}{f_{bu} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{17.90 * 10^6}{14.17 * 650 * 180^2} = 0.06 < \mu_l = 0.392$$

❖ **Armatures longitudinales:**

$$A_s = \frac{M_{u \max}^t}{\sigma_s * Z}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.06)}) = 0.077$$

$$Z = 180[1 - 0.4\alpha]$$

$$Z = 180[1 - 0.4(0.077)] = 175 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{17.90 * 10^6}{348 * 174} \quad \text{Donc } A_s = 2.94 \text{ cm}^2$$

On adopte

$$A_s = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis:**

$$M_{u \max}^a = 9.19 \text{ KN.m}$$

Le béton tendu se trouve dans la partie supérieure, donc le ferrailage se fait en flexion simple à l'état limite ultime pour une section rectangulaire (b×h) = (12×20) cm².

❖ **Calcul du moment réduit:**

$$\mu = \frac{M_{u \max}^t}{f_{bu} * b * d^2}$$

$$\mu = \frac{9.19 * 10^6}{14.17 * 650 * 180^2} = 0.031 < \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} = 0.031 < \mu_l = 0.392$$

❖ **Calcul des armatures longitudinales:**

$$A_s = \frac{M_{u \max}^t}{\sigma_s * Z}$$

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.031)}) = 0.04$$

$$Z = 180[1 - 0.4\alpha]$$

$$Z = 180[1 - 0.4(0.04)] = 177 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{9.19 * 10^6}{348 * 177} A_s = 1.50 \text{ cm}^2$$

On adopte

$$A_s = 2\text{HA12} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Tableau.III.13 : Tableau récapitulatif des armatures en travée et en appuis.

	$M_{u(\max)}^t$ (KN.m)	μ_{bu}	A'_s (cm ²)	A_{cal} (cm ²)	Choix	A_s adopté (cm ²)
Aux travées	17.90	0.06	0	2.76	3T12	3.39
Aux appuis	9.19	0.031	0	1.50	2T12	2.26

❖ **Calcul des armatures transversales:**

✓ **Le diamètre minimal des armatures transversales:**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{b_0}{10}; \frac{h}{35}; \phi_l \right\} = 5.71 \text{ mm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

✓ **Section d'armatures transversales:**

On choisira un cadre de $\phi 8$, donc $A_t = 2\text{T8} = 1.01 \text{ cm}^2$

✓ **L'espacement entre les cadres :**

$$S_{t1} \leq \text{Min} \{0.9.d; 40 \text{ cm}\} = 16.2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Vérification à l'ELU :**

✓ **Vérification de la condition de non fragilité (Art) :**

$$- A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 12 * 18 * \frac{2.1}{400} = 0.27 \text{cm}^2$$

$$- A_{sa} = 1.50 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.27 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

$$- A_{st} = 2.76 \text{cm}^2 > A_{\min} = 0.27 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 \text{MPa} \right) = \min(3.33 ; 5) \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

$$V_{u \max} = 24.74 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{24.74 * 10^3}{120 * 180} = 1.15 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{ser} = \frac{T_u}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = n * \pi * \emptyset \quad ; \quad n : \text{nombre des barres}$$

$$\sum U_i = (3 * 3.14 * 12) = 113.04 \text{mm}.$$

$$\tau_{ser} = \frac{24.74 * 10^3}{0.9 * 180 * 113.04} = 1.35 \text{MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

✓ **La longueur de scellement :**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandé à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \left(\frac{\emptyset}{4} \right) \times \left(\frac{f_e}{\tau_{su}} \right)$$

Avec:

τ_{su} : Contrainte limite d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj}$$

ψ_s^2 : Coefficient de scellement des barres égale a 1,5 en général pour les aciers H. A.

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \left(\frac{\Phi}{4}\right) \times \left(\frac{fe}{\tau_{su}}\right) = \left(\frac{1}{4}\right) \times \left(\frac{400}{2.83}\right) = 35.33 \text{ cm}$$

$$L_s = 35.33 \text{ cm} > L_a = 30 \text{ cm (la largeur de la poutre).}$$

On utilisera donc un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors crochet est au moins égale à $0.4.l_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0.4 \times l_s = 14.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{On peut utiliser l'ancrage courbe (crochet à } 45^\circ).$$

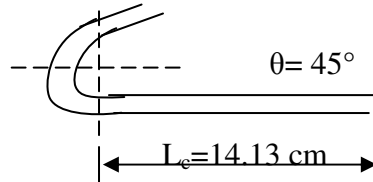


Figure.III.33 : L'ancrage des barres.

❖ **Vérification à l'ELS:**

NB : Les fissurations étant préjudiciable, aucune vérification sur la contrainte d'acier n'est à effectuer (pas de limite sur la contrainte d'acier).

✓ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé. ($\sigma_{bc} = K \times Y$)

Avec :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} Y}{I}$$

❖ **Position de l'axe neutre:**

$$Y = \eta \frac{A_s + A'_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bdA_s + dA'_s}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

❖ **Calcul de Moment d'inertie I:**

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2]$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.14 : Les résultats de vérification de la contrainte dans le béton.

Position	M _{ser} KN.m	A _s (cm ²)	Y (cm)	I	σ _{bc}	Observation
Travée	11.81	3.39	9.02	20001.1	5.32	C.V
Appui	6.44	2.26	6.01	9576.9	4.04	C.V

✓ **Vérification de la flèche :**

D'après les règles BAEL91/99, nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées:

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.045 < 0.0625) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.05 < 0.2) \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0029 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 450 \text{ cm} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2 ; M_{ser, travée} = 11.83 \text{ KN.m}$$

$$M_{0, ser} = 13.90 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Conditions n'est pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

✓ **Calcul de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500} + 0.5$$

$$\bar{f} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi} ; I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

❖ **Le moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u} ; I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v u}$$

Coefficient :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]} ; \lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} ; \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

❖ **Calcul du Moment d'inertie I_0 :**

$$y = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15 A_s d}{bh + 15 A_s}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_s \left(\frac{h}{2} - \hat{d} \right)^2 \right]$$

❖ **Les modules de déformation :**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa} ; E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Tableau.III.15 : Vérification de la flèche de la poutrelle.

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv} (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)
47106.13	0.0029	7.24	2.9	0.401	13275.32	21779.15	0.561	1.016

$$\Delta F = f_v - f_i = 1.016 - 0.561 = 0.456$$

$$\Delta F = 0.456 \text{ cm} < \bar{f} = 0.9 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée.

❖ Ferraillage de la table de compression :

La dalle de compression sera ferrillée suivant les deux sens afin d'éviter les fissurations. Le ferraillage est en treilles soudés.

Les conditions suivantes doivent être respectées :

- Résister aux efforts des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Produire un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.
- Les dimensions des mailles sont normalisées (**Art B 6.8.4.2.3.CBA 93**) Comment suit:
 - 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
 - 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles:

- Si : $L_1 \leq 50 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

- Si : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{L_1}{f_e} \text{ Avec un espacement : } St=20 \text{ cm}$$

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65 \text{ cm}$).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Section des armatures perpendiculaire aux poutrelles exprimée en cm^2/ml .

$F_e = 400 \text{ MPa}$. (F_e : limite élastique des aciers utilisées). Quadrillage de treilles soudé (TLE 250).

Puisque $65 \text{ cm} < 80 \text{ cm}$

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2 \quad A_{\perp} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Armatures parallèles aux poutrelles:

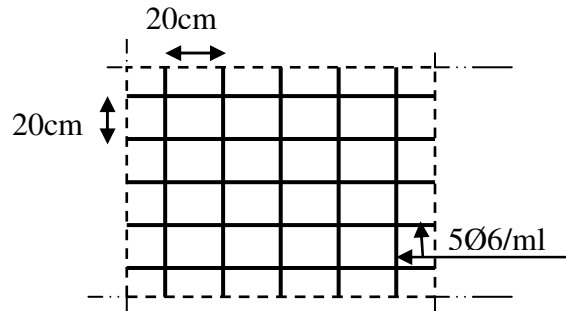
$$A_{// \text{ nervures}} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2 \quad A_{//} = 5 \text{ } \emptyset 6 = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$A_{//}$: armatureur parallèle aux poutrelles.

Conclusion:

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).

III.4.5 Schéma de ferrailage:



Trellis soudés TSHA6 (20x20) cm²

Figure.III.34 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

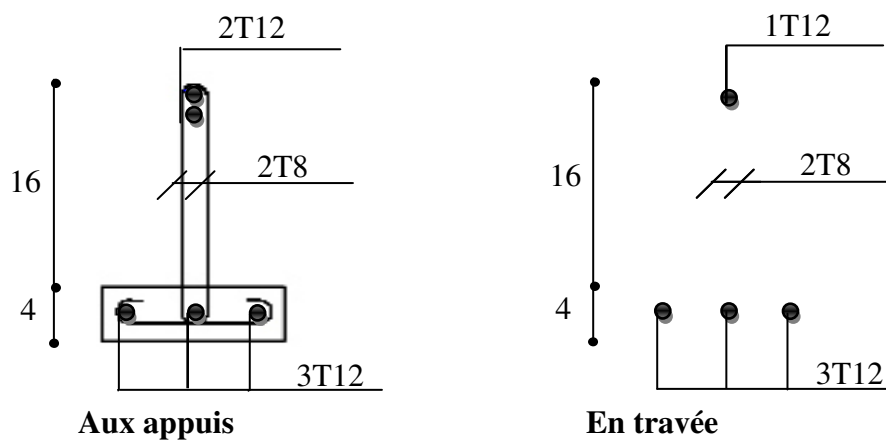
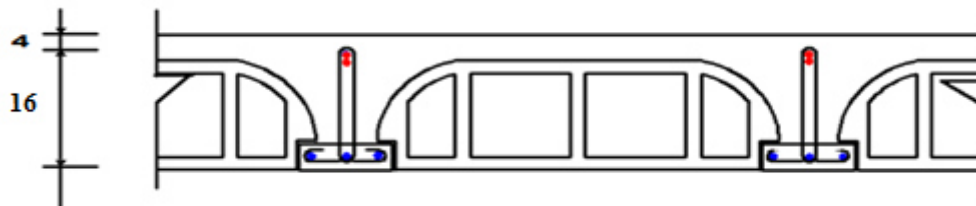


Figure.III.35 : Schéma de ferrailage des poutrelles (aux appuis et en travée).

III.5 Etude des escaliers:

III.5.1 Calcul de l'escalier pour le minaret :

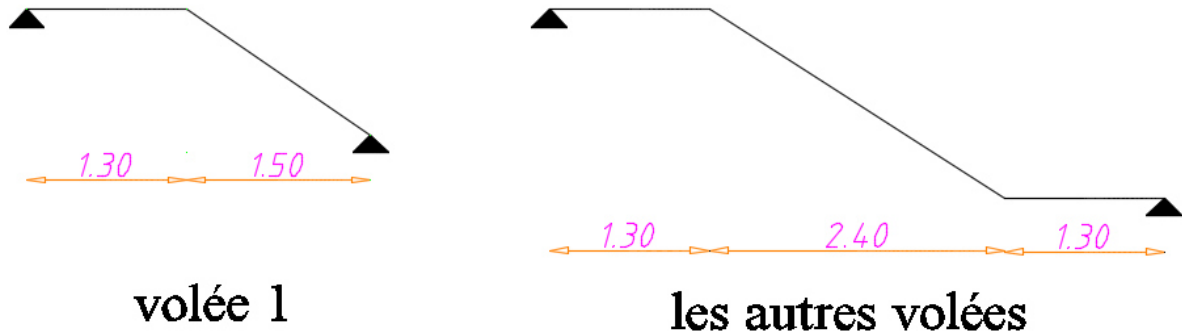


Figure.III.36 : Les schémas statiques des escaliers de minaret.

a) Charge et surcharge:

Voir chapitre pré dimensionnements des éléments

Tableau.III.16 : charges et surcharges de palier et de paillasse.

Escalier	Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Paillasse	8.37	2.5
Palier	5.49	2.5

b) Combinaison des charges:

❖ **ELU :**

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

❖ **ELS :**

$$q_{ser} = G_1 + Q_1$$

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau.III.17 : Charge à l'ELU et l'ELS de palier et de paillasse.

Sollicitation	ELU	ELS
q ₁ « Paillasse » (KN/ml)	15.05	10.87
q ₂ « Palier » (KN/ml)	11.16	7.99

III.5.1.1 Volée 1 :

❖ Schéma de chargement:

✓ Etat limite ultime l'ELU :

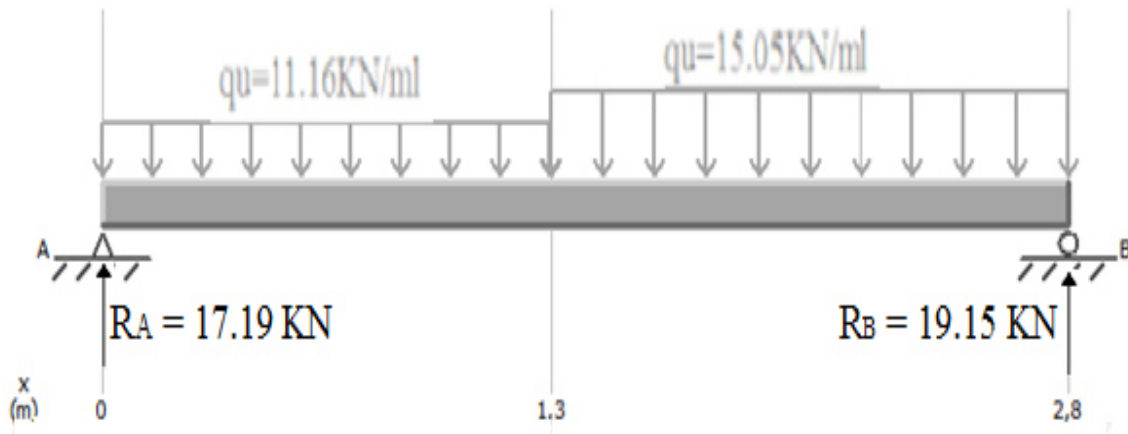


Figure.III.37 : Le schéma statique de Volée 1 à L'ELU.

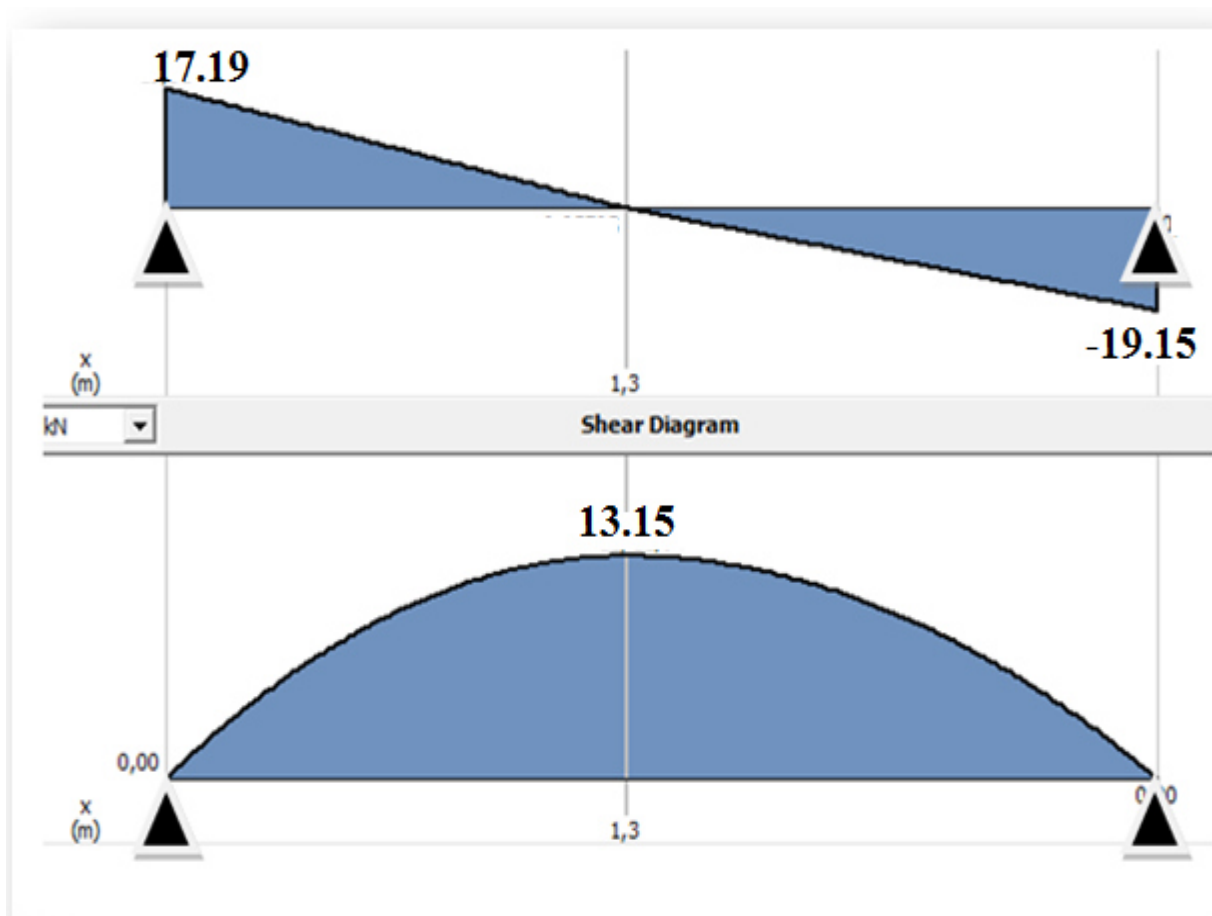


Figure.III.38 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELU.

✓ État Limite Service (ELS) :

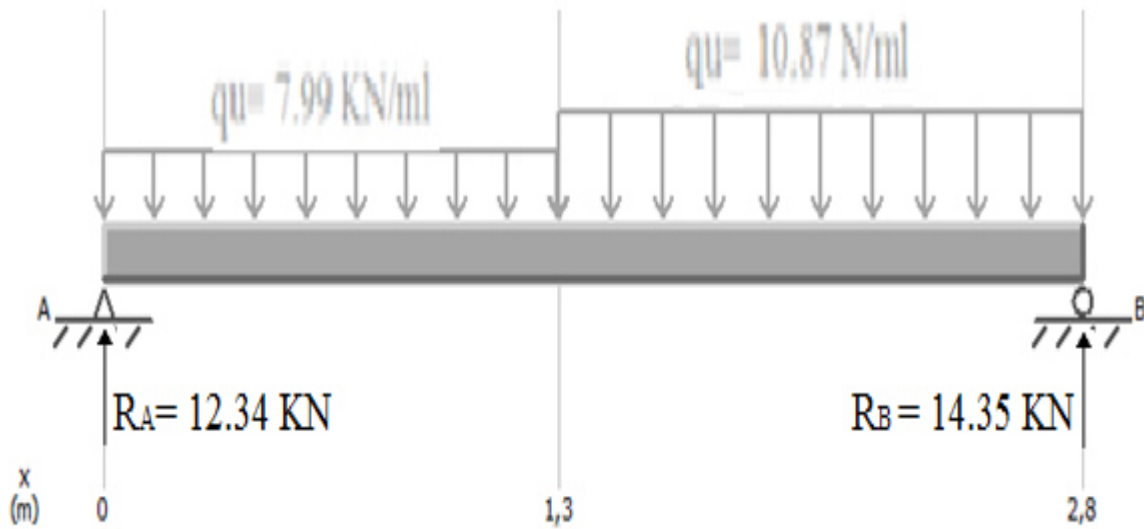


Figure.III.39 : Le schéma statique de Volée 1 à L'ELS.

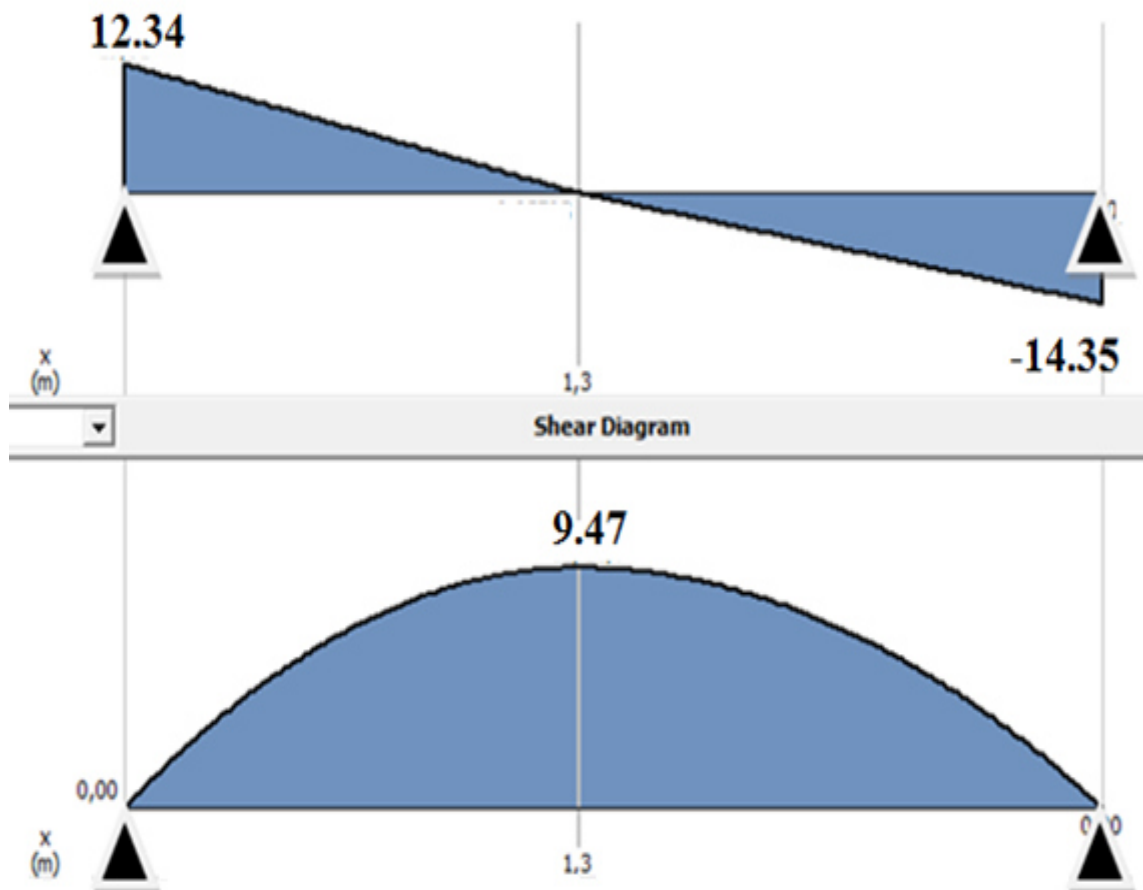


Figure.III.40 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELS.

III.5.1.2 Volée 2 :

✓ **État Limite Ultime (ELU) :**

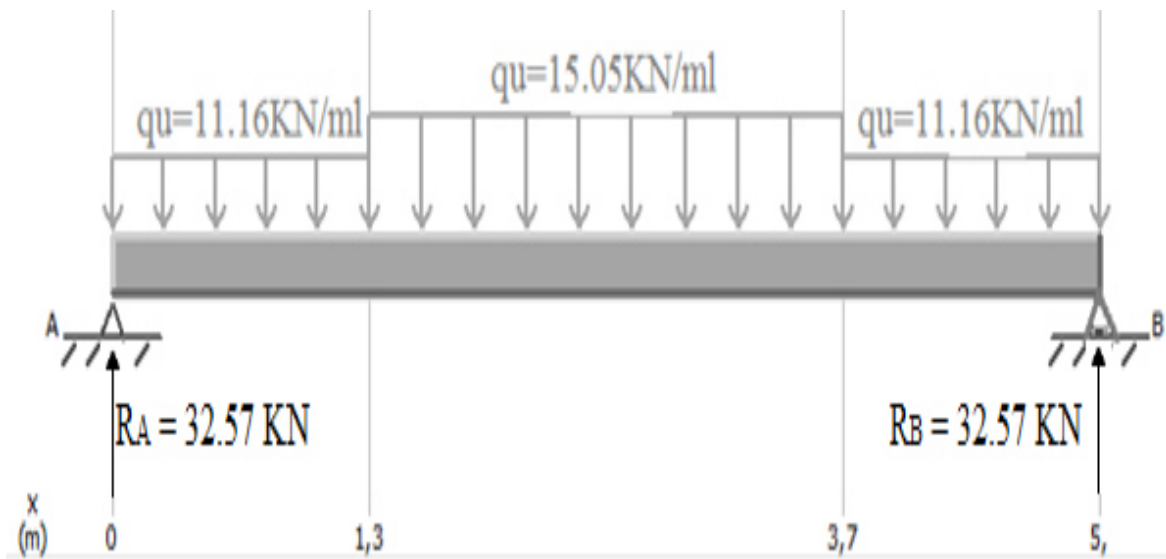


Figure.III.41 : Le schéma statique de Volée 2 à L'ELU.

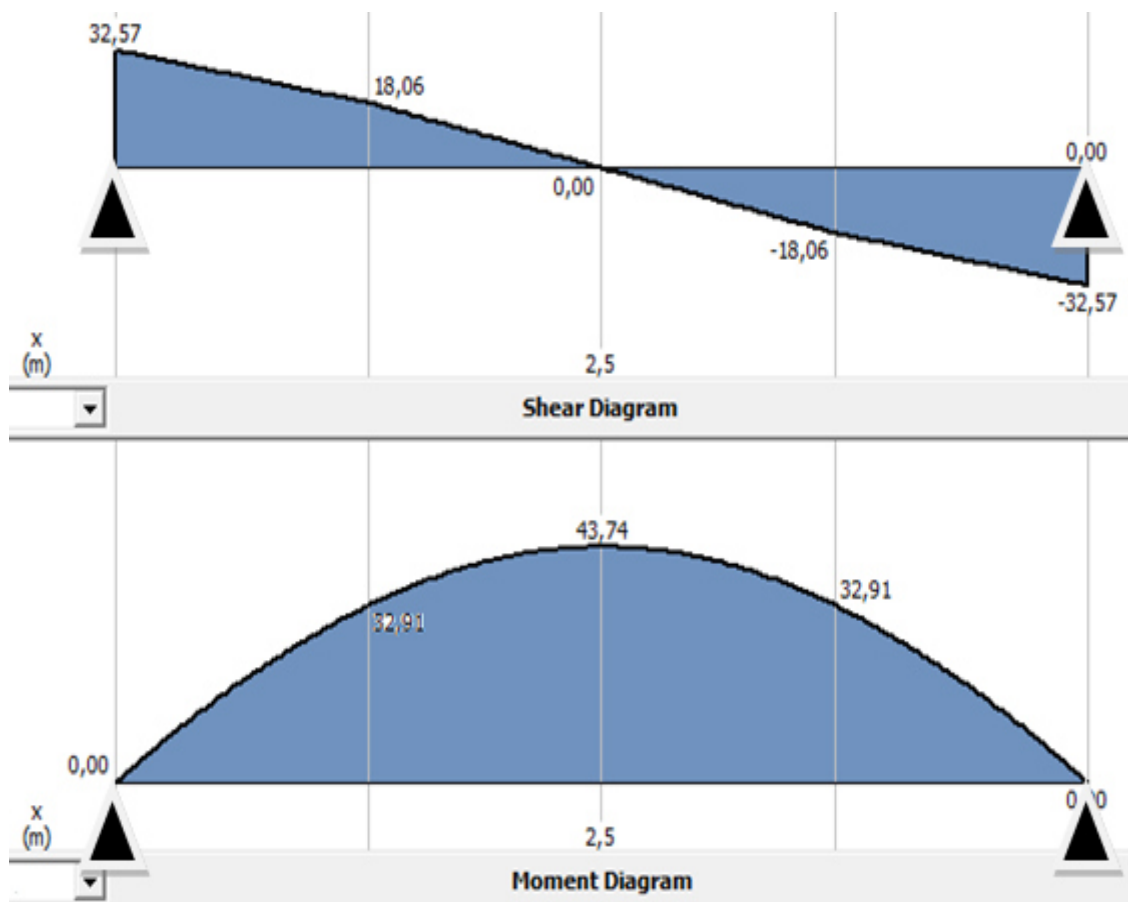


Figure.III.42 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELU.

✓ État Limite Service (ELS) :

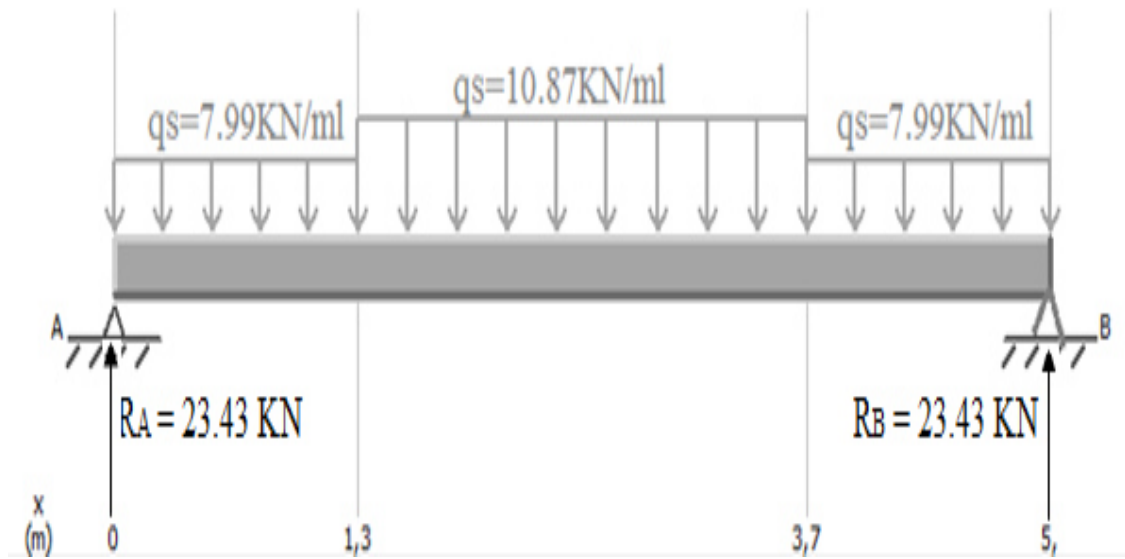
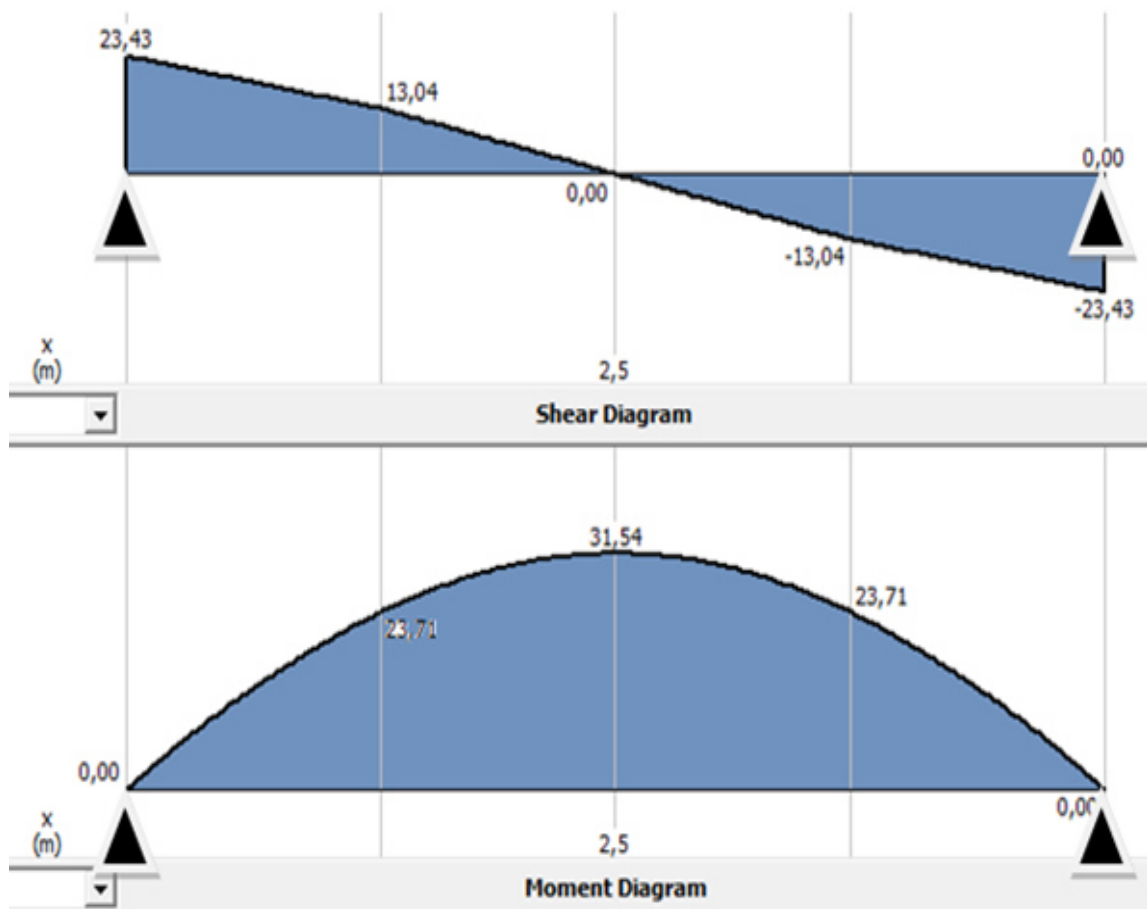


Figure.III.43 : Le schéma statique de Volée 2 à L'ELS.



Figuer.III.44 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant à ELS.

❖ **Tableau récapitulatif:**

- ❖ Moment en travée : $M_t = 0,85. M_0$
- ❖ Moment au appui : $M_a = 0,50. M_0$
- ❖ Avec : $M_0 = M_{max}$

Tableau.III.18 : Moment et effort tranchant à l'ELU et l'ELS.

	M(KN. m)	$M_{travée}$ (KN. m)	M_{appui} (KN. m)	V (KN)
ELU	43.74	37.18	21.87	32.57
ELS	31.54	26.81	15.77	23.43

III.5.1.3 Ferrailage:

III.5.1.3.1 Calcul du ferrailage à L'ELU:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml. La fissuration est considérée comme peu nuisible

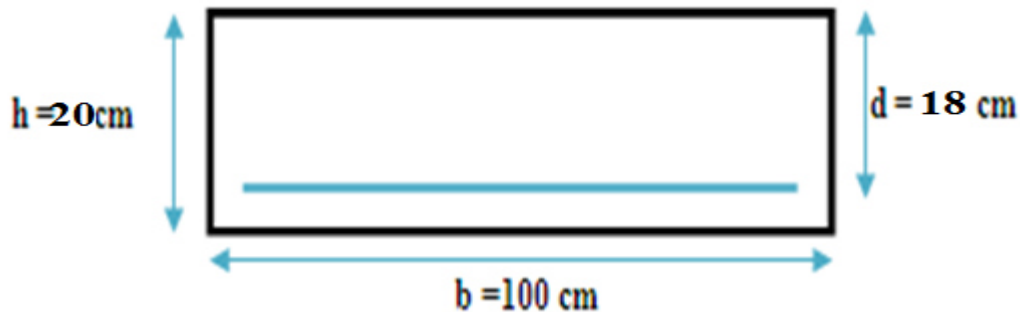


Figure.III.45 : La section du calcul de l'escalier.

Tableau.III.19 : Hypothèse de calcul.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$	$c = 3 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100$	$h = 20 \text{ cm}$	$d = 18$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

a) Calcul des armatures:

✓ **En travée:**

❖ **Moment réduit:**

$$\mu = \frac{37.18 * 10^6}{14.20 * 1000 * 135^2} = 0.081 < \mu_1 = 0.392$$

❖ **Armature longitudinale:**

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

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2(0.081)}) = 0.105$$

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

$$Z = 135[1 - 0.4(0.180)] = 172 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s * d}$$

$$A_s = \frac{37.18 * 10^4}{348 * 172} = 6.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.21 \text{ cm}^2$$

✓ **Sur appuis :**

Les mêmes étapes de calcul qu'en travée.

❖ **Tableau récapitulatif :**

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III. 20 : Ferrailage calculé de l'escalier en appui et en travée.

	M_U [kN.m]	μ	α	Z [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]
En travées	37.18	0.081	0.105	17.2	0	6.21
Sur appuis	21.87	0.047	0.061	17.5	0	3.59

III.5.1.3.2 Vérfications à ELS:

❖ **Vérfication des contraintes maximales dans le béton:**

On doit vérfier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Moment d'inertie : } I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - c')$$

La position de l'axe neutre est déterminée par l'équation :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A'_s (y - c') + 15 A_s (y - d) = 0$$

Avec : $c' = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A_s' = 0$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.21 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
Travée	26.80	7.15	24156.57	7.93	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	15.77	5.66	16368.33	5.45	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau.III.22 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.

	$A_S \text{ choisit } [\text{cm}^2]$	$A_S \text{ adopté } [\text{cm}^2]$	$S_t \text{ cm}$
En travée	6T12	6.78	15
Sur appuis	4T12	4.52	15

b) Armature de répartition:

✓ **En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3.39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Sur appuis :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2.26 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

c) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.5.1.3.3 Vérification à l'ELU:

a) Vérification des espacements des barres :

✓ **Armature longitudinal :**

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armature transversal :**

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖ **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 6.87 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(23.43 + \frac{15.77}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10 = 3.47 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 35.95 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 18 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1080 \text{ kN} \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence d'appui :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{\text{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{\max} = 32,57 \text{ KN}$$

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{32.57 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 226.08} = 0.89 \text{ MPa} < \tau_{\text{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

III.5.1.3.4 Vérification de la flèche (Art B 6.5.1) :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.04 < 0.0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.04 < 0.085) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.004 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec:

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 500 \text{ cm} ; A_s = 15.84 \text{ cm}^2 ; M_{\text{ser, travée}} = 26.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{0, \text{ser}} = 31.54 \text{ KN.m} ; f_c = 400 \text{ MPa} , d' = 3 \text{ cm}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

❖ Calcul de la flèche (Art B 6.5.2) :

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93 (annexe D).

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}}; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

❖ **Le moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i u}$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v u}$$

❖ **Coefficient :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\rho \left[2 + \frac{3b_0}{b} \right]}$$

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

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

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

❖ **Calcul du Moment d'inertie I₀ :**

$$y = \frac{b \frac{h^2}{2} + 15 A_s d}{bh + 15 A_s}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - C \right)^2 + A_s \left(\frac{h}{2} - \hat{C} \right)^2 \right]$$

❖ **Les modules de déformation:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa}$$

Avec :

f_i : La flèche sous charge de faible durée d'application.

f_v : La flèche sous charge de longue durée d'application.

E_i : Module de déformation instantanée du béton.

E_v : Module de déformation différée du béton.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

I_{fi}, I_{fv} : Module d'élasticité fictif.

σ_s : La contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge.

Tableau.III.23 : Vérification de la flèche de l'escalier.

I_0 (cm ⁴)	ρ	λ_i	λ_v	μ	I_{fv} (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)
73450.72	0.005	4.2	1.68	0	73450.72	80795.79	0.32	1.05

$$\Delta F = f_v - f_i = 1.05 - 0.32 = 0.73 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0.73 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

III.5.1.4 Schéma de ferrailage:

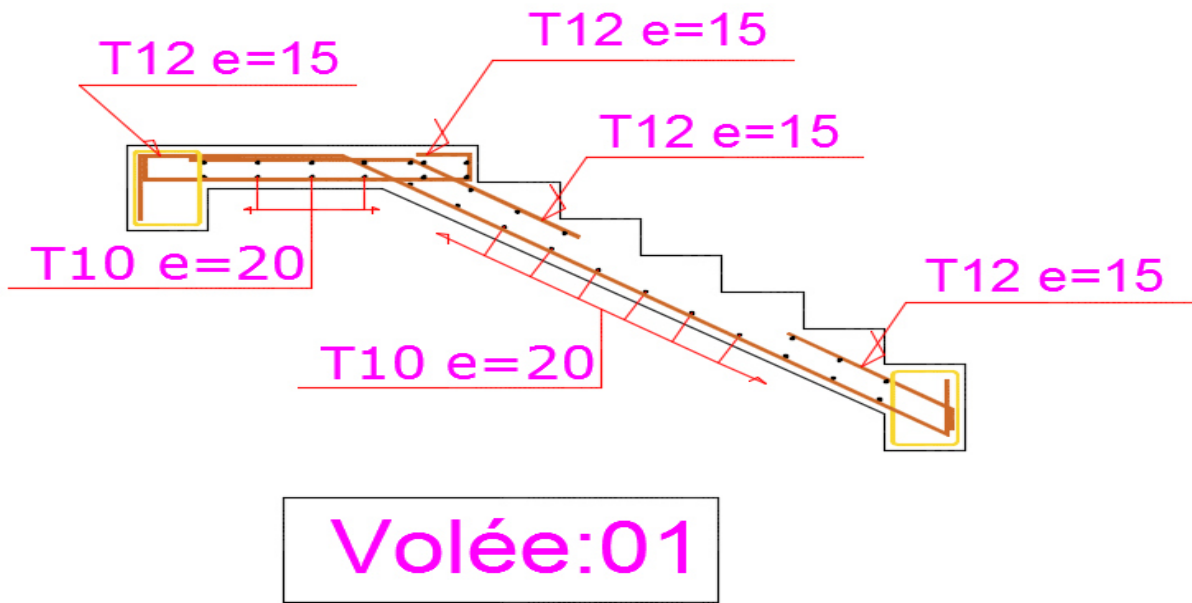


Figure.III.46 : Schéma du ferrailage de volée 01.

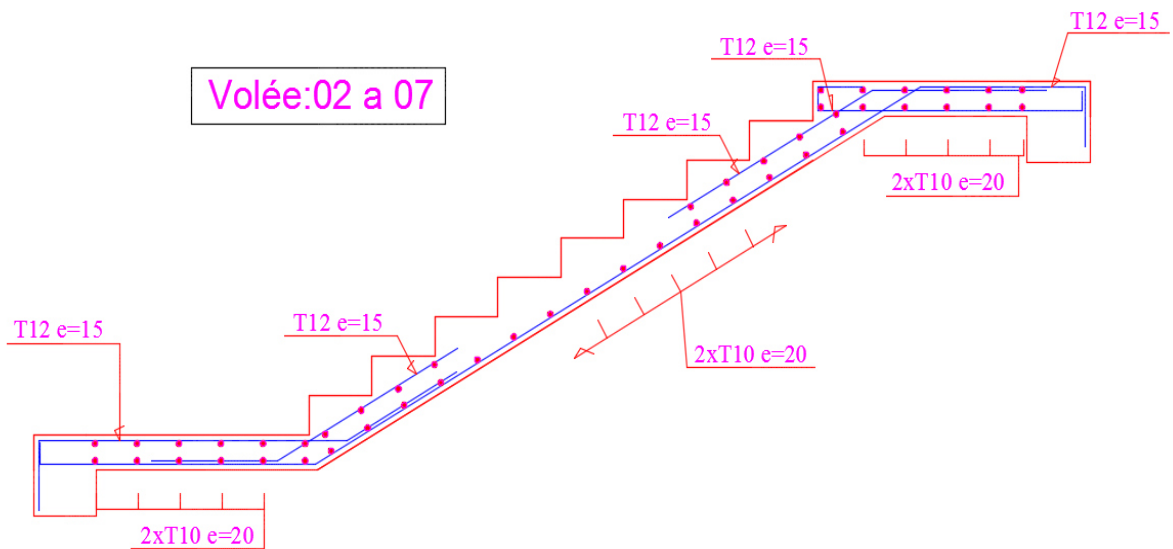


Figure.III.47 : Schéma du ferrailage des autres volées.

III.5.2 Calcul de l'escalier pour le bloc A :

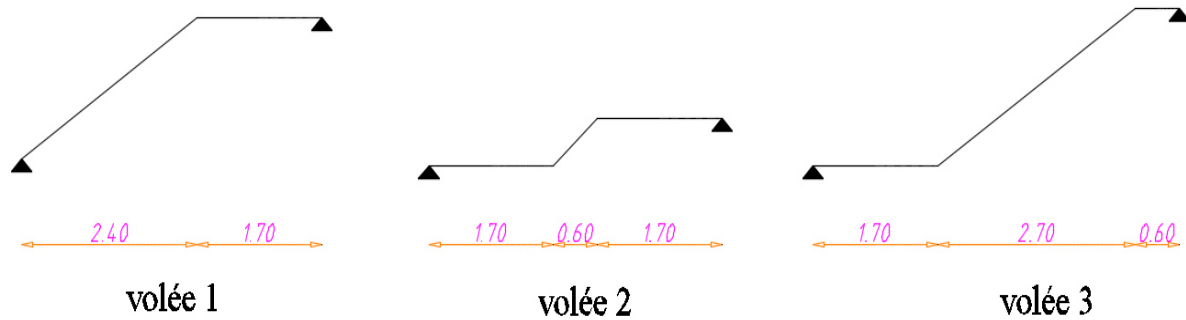


Figure III.48 : les schémas statique des escaliers de bloc A.

a) Charge et surcharge:

Tableau.III.24 : charges et surcharges de paillasse et de palier.

Escalier	Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Paillasse	8.37	5
Palier	5.49	5

b) Combinaison des charges:

❖ ELU :

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

❖ ELS :

$$q_{ser} = G_1 + Q_1$$

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau.III.25 : Charge à l'ELU et l'ELS de paillasse et de palier.

Sollicitation	ELU	ELS
q_1 « Paillasse » (kN/ml)	18.80	13.37
q_2 « Palier » (kN/ml)	14.91	10.49

Remarque :

la charge de paillasse et de palier ne change pas et les reactions maximal en travée dans le volée le plus longues donc en chois le 1^{er} volée pour le ferraillage.

III.5.2.1 Volée 1 :

✓ **Etat limite ultime L'ELU :**

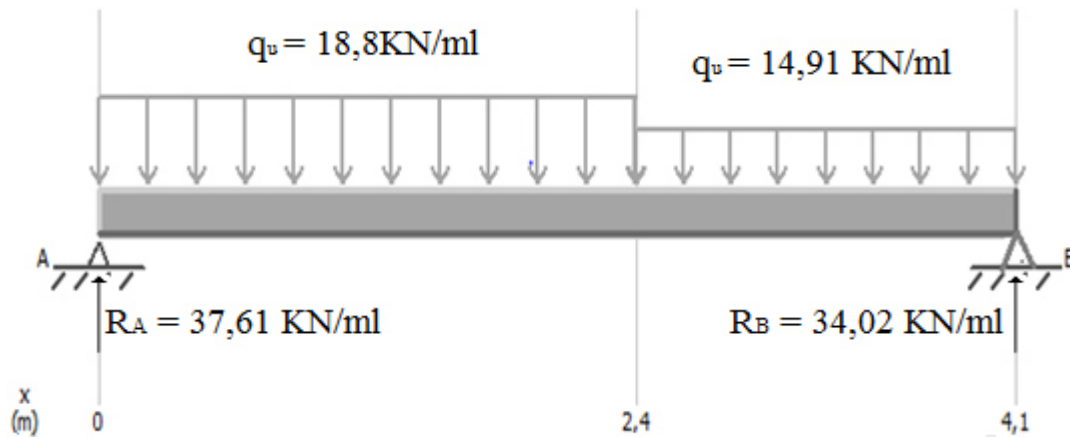


Figure .III.49 : schema statique volée 1 à l'ELU.

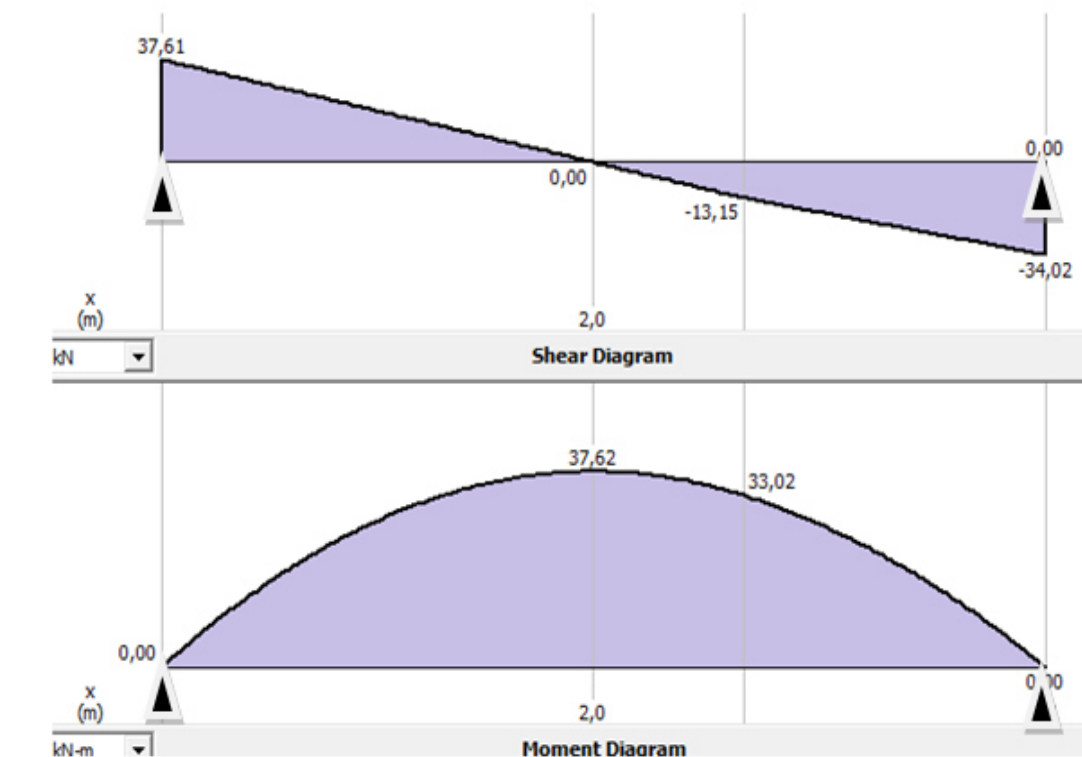


Figure.III.50 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU.

✓ Etat limite de service L'ELS :

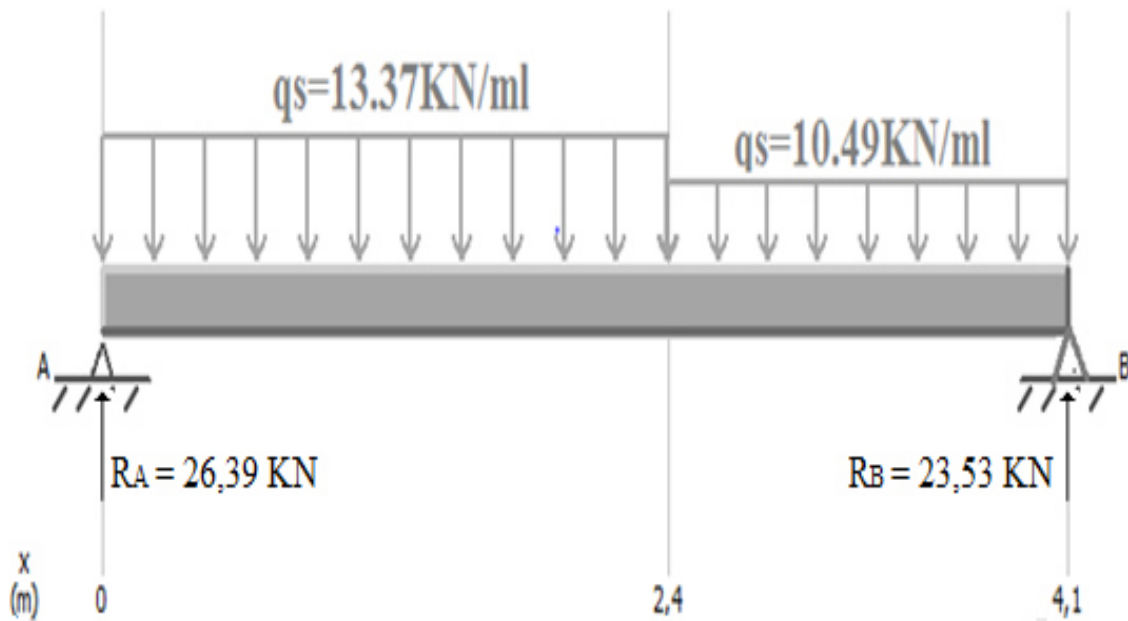


Figure .III.51 : schéma statique volée 1 à l'ELS.

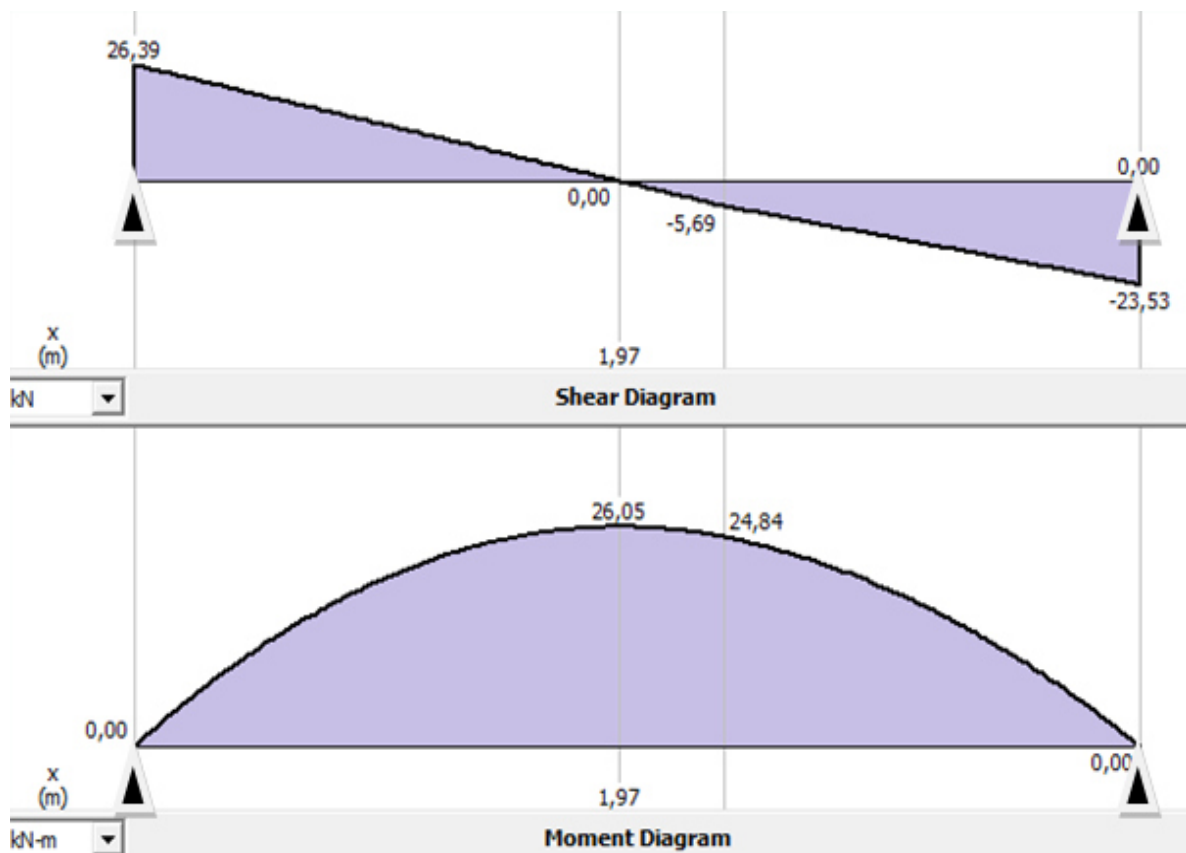


Figure.III.52 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant ELS.

III.5.2.2 Volée 2 :

✓ AL'ELU :

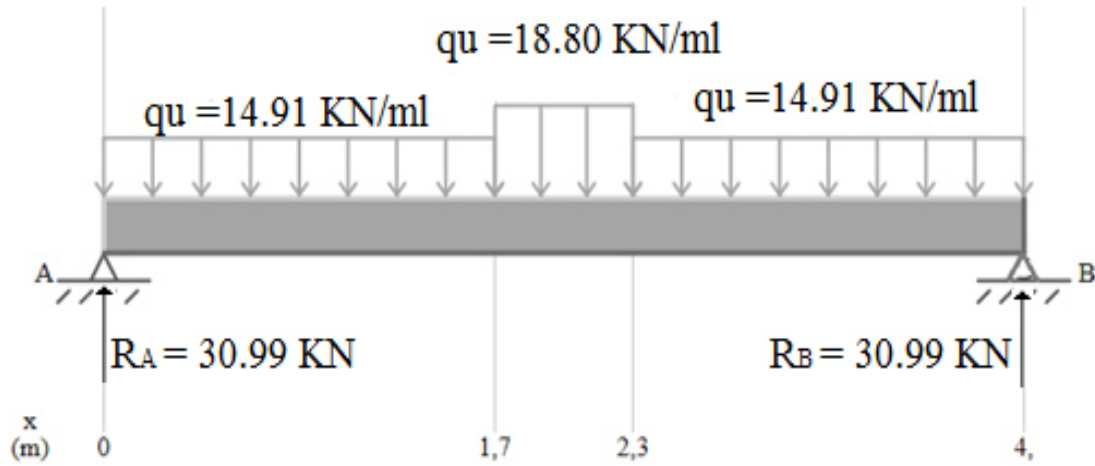


Figure .III.53 : schema statique de volée 2 à l'ELU.

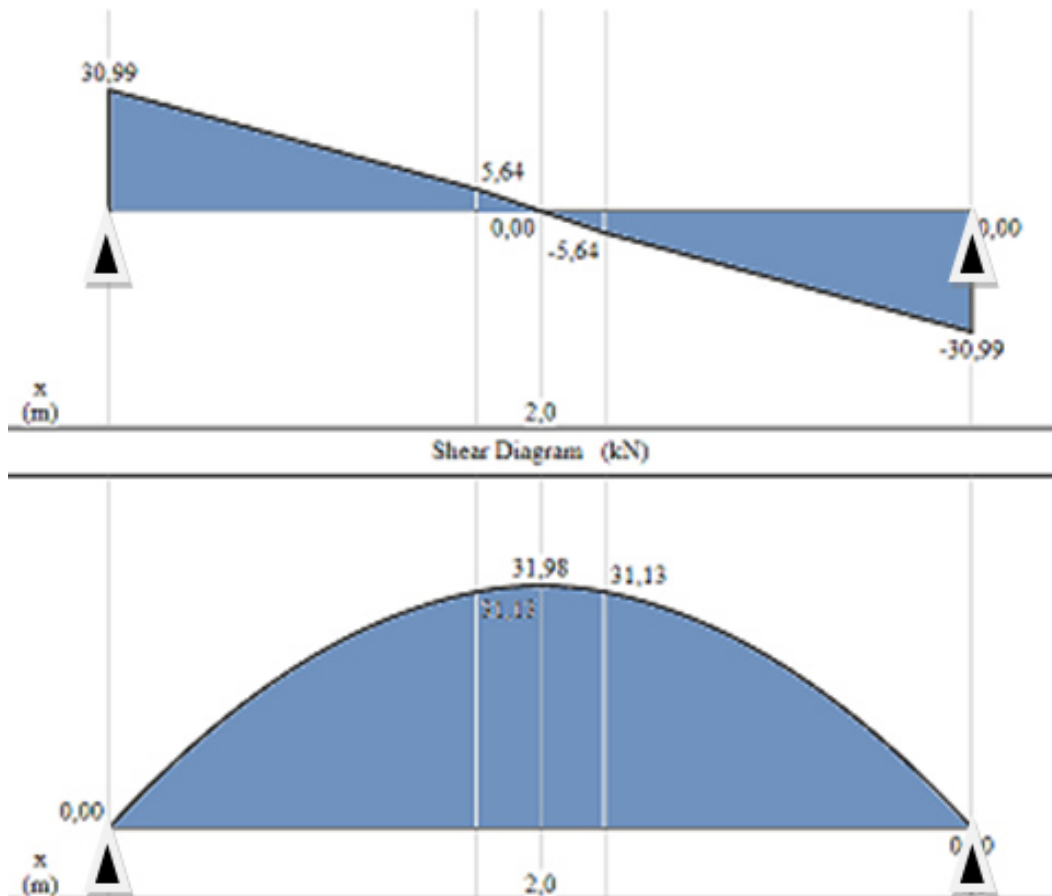


Figure.III.54 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant ELS.

✓ AL'ELS :

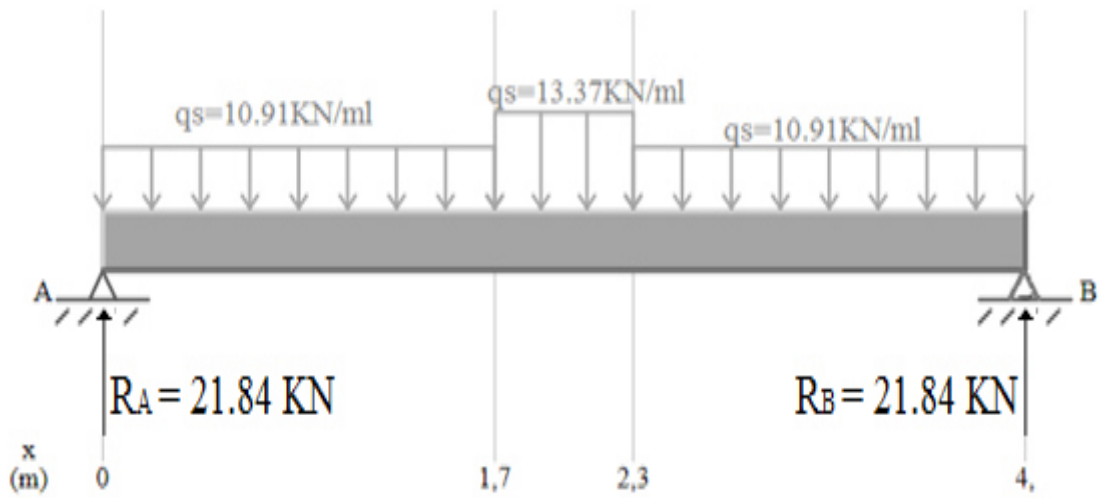


Figure .III.55 : schema statique de volée 2 à l'ELS.

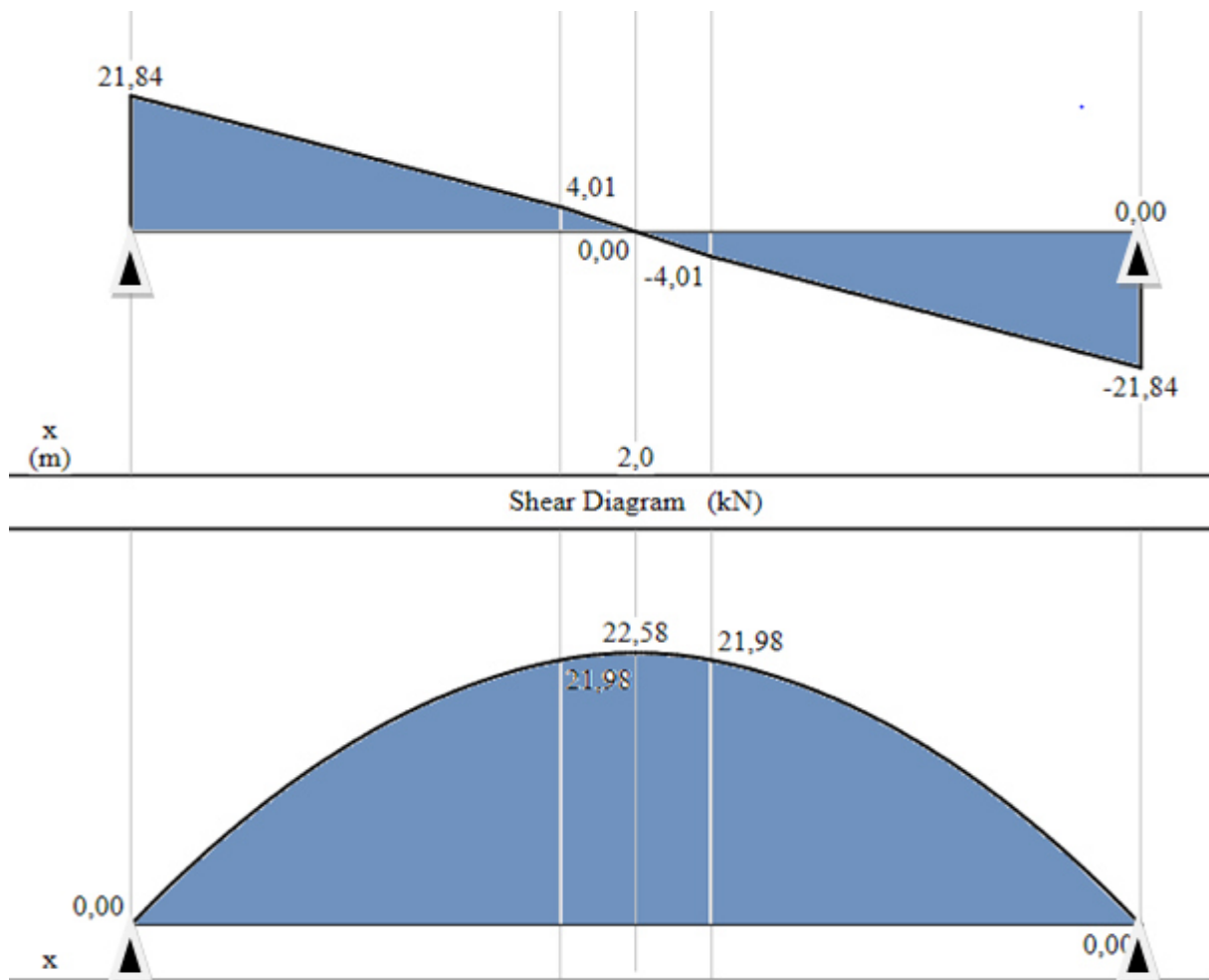


Figure.III.56 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant ELS.

III.5.2.3 Volée 3 :

❖ Schéma de chargement:

✓ Etat limite ultime l'ELU:

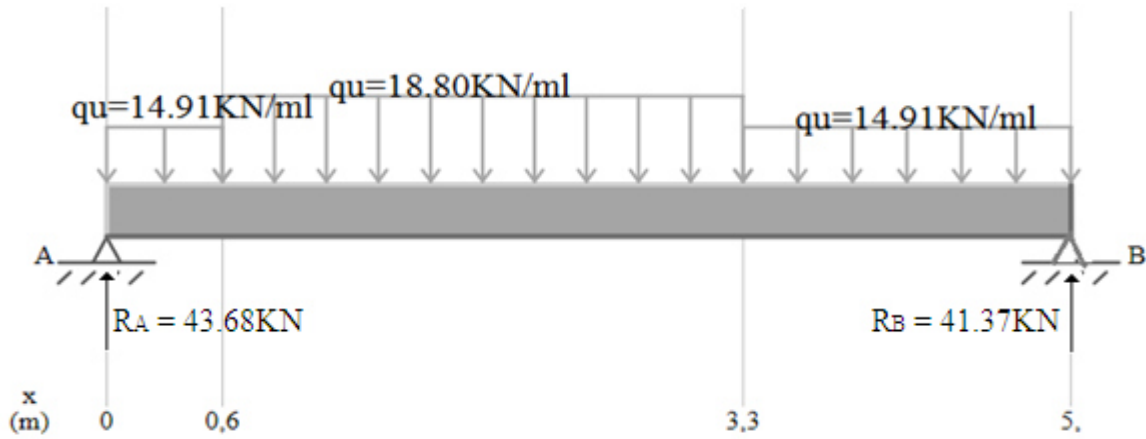


Figure .III.57 : schéma statique de volée 3à l'ELU.

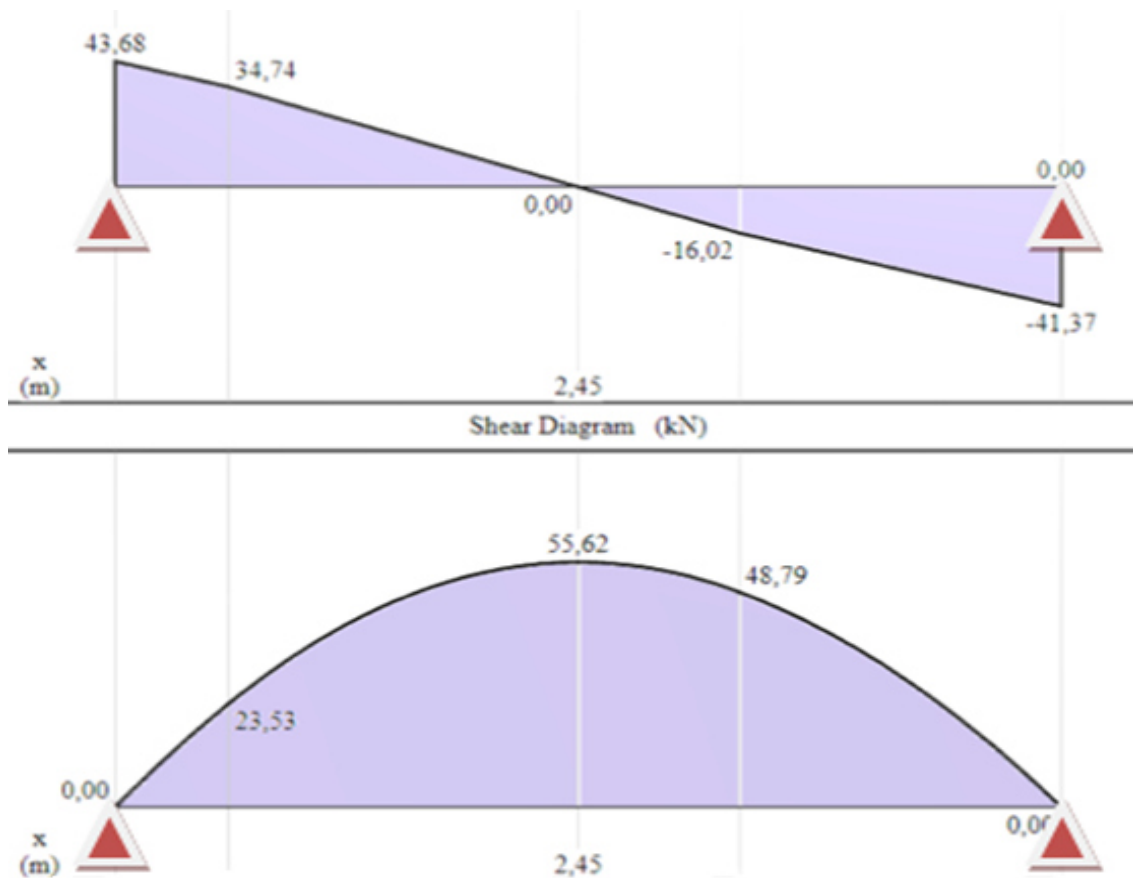


Figure.III.58 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant ELU.

✓ État Limite Service l'ELS :

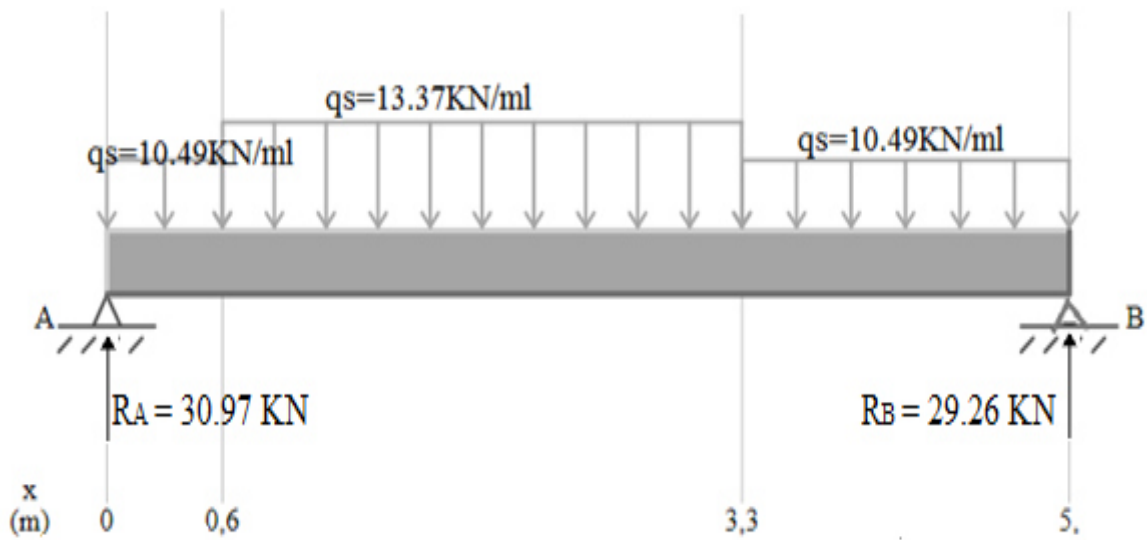


Figure .III.59 : schema statique de volée 3 à l'ELS.

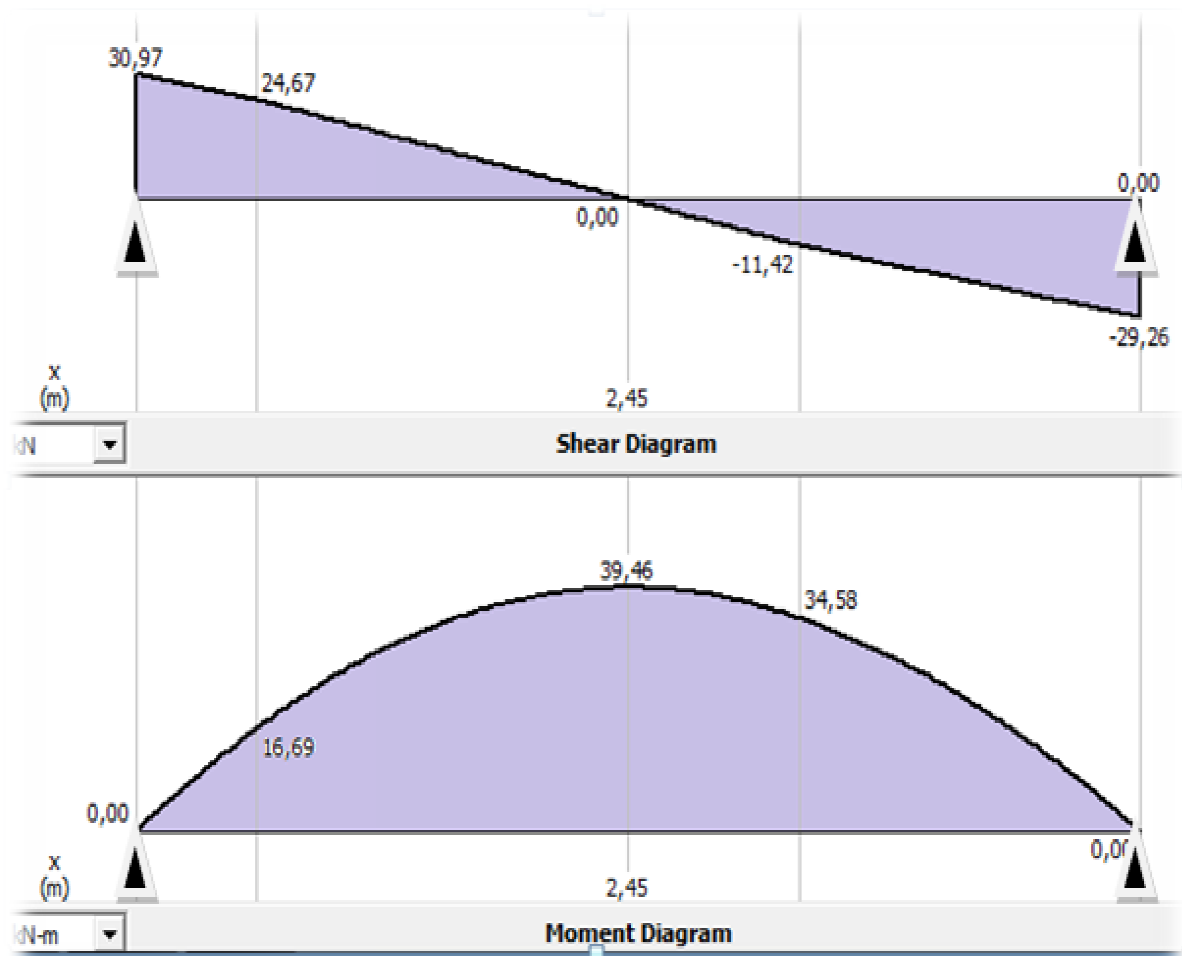


Figure.III.60 : Diagramme des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS.

❖ **Tableau récapitulatif:**

- ❖ Moment en travée : $M_t = 0,85. M_0$
- ❖ Moment au appui : $M_a = 0,50. M_0$
- ❖ Avec : $M_0 = M_{max}$

Tableau.III.26 : le moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.

	M(kN. m)	$M_{travée}$ (kN. m)	M_{appui} (kN. m)	V (kN)
ELU	55.62	42.27	27.81	43.68
ELS	39.46	33.54	19.73	30.97

III.5.2.4 Ferrailage:

III.5.2.4.1 Calcul du ferrailage à L'ELU:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible

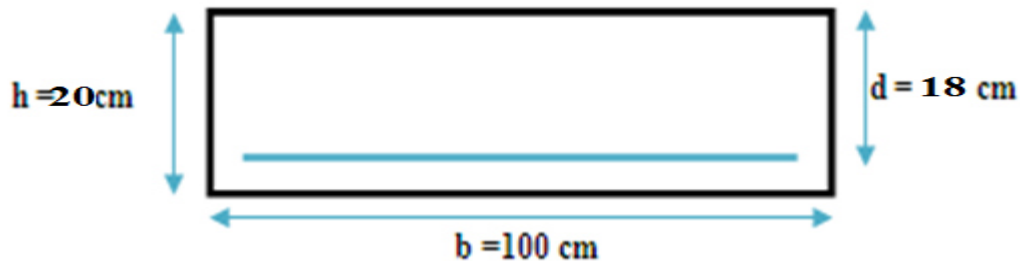


Figure.III.61 : La section du calcul de l'escalier.

Tableau.III.27 : hypothèse de calcul.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$c = 3 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100$	$h = 20 \text{ cm}$	$d = 18$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

➤ **Calcul des armatures longitudinal :**

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.28 : Ferrailage calculé de l'escalier en appui et en travée.

	M_U [kN.m]	μ	α	Z [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]
En travées	47.27	0.103	0.135	17.02	0	7.98
Sur appuis	27.81	0.060	0.077	17.44	0	4.58

III.5.2.4.2 Vérifications à ELS:

❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - c')$

La position de l'axe neutre est déterminée par l'équation :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \cdot A'_s \cdot (y - c') + 15 A_s (y - d) = 0$$

Avec : $c' = 2 \text{ cm}$; $d = 18 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A'_s = 0$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.29 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

	M_{ser} (kN. m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	33.54	8.58	33339.84	8.63	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	19.73	6.76	21951.84	6.07	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau.III.30 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.

	A_S choisit [cm^2]	A_S adopté [cm^2]	S_t (cm)
En travée	6T14	9.23	15
Sur appuis	4T14	6.15	15

➤ **Armature de répartition:**

✓ **En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.30cm^2 / ml \leq A_r \leq 4.61cm^2 / ml$$

Soit : $A_r = 4T12 = 4.52cm^2$

Avec : $S_t = 20cm$

✓ **Sur appuis :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.54cm^2 / ml \leq A_r \leq 3.07cm^2 / ml$$

Soit : $A_r = 4T12 = 4.52cm^2$

Avec : $S_t = 20cm$

a) **Condition de non fragilité (Art) :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 18 \cdot \frac{2.1}{400} = 2.17cm^2$$

$A_l = 9.23cm^2 \geq A_{min} = 2.17 cm^2 \dots\dots\dots C.V$

$A_t = 4.52cm^2 \geq A_{min} = 2.17 cm^2 \dots\dots\dots C.V$

III.5.2.4.3 Vérification à l'ELU:

a) **Vérification des espacements des barres (Art):**

✓ Armature longitudinal:

$$S_p = 20cm \leq \text{Min}(3h, 33 cm) = 33 cm \text{ Condition vérifiée}$$

✓ Armature transversal :

$$S_s = 20cm \leq \text{Min}(4h, 45 cm) = 45 cm \text{ Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖ Vérification des armatures longitudinales:

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(30.97 + \frac{19.73}{0.9 \times 0.18} \right) \times 10 = 4.39 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Art A.5.1.2):

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 48.47 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 180 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 1080 \text{ kN condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'adhérence d'appui (Art A 6.1.3 CBA83):

Il faut vérifier que :

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T_u}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{\text{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{\text{max}} = 30.97 \text{ KN}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 * 3.14 * 14 = 263.76 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{30.97 * 10^3}{0.9 * 180 * 263.76} = 0.74 \text{ MPa} < \tau_{\text{se}} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

III.5.2.4 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.04 < 0.0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}} \right) \Rightarrow (0.04 < 0.085) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.005 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec :

$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 500 \text{ cm} ; A_s = 9.23 \text{ cm}^2 ; M_{\text{ser, travée}} = 33.54 \text{ KN.m}$

$M_{0,\text{ser}} = 39.46 \text{ KN.m} ; f_c = 400 \text{ MPa}$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche :**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$$

Avec :

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}}$$

$$f_v = \frac{M_{\text{ser}} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Tableau.III.31 : Vérification de la flèche de l'escalier.

$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	ρ	λ_i	λ_v	μ	$I_{fv} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{fi} \text{ (cm}^4\text{)}$	$f_i \text{ (cm)}$	$f_v \text{ (cm)}$
36678.6	0.0117	1.795	0.718	0.800	23296.87	16562.58	0.157	0.332

$$\Delta F = f_v - f_i = 0.332 - 0.157 = 0.176 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0.176 \text{ cm} < \bar{f} = 0.9 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

III.5.2.5 Schéma de ferrailage:

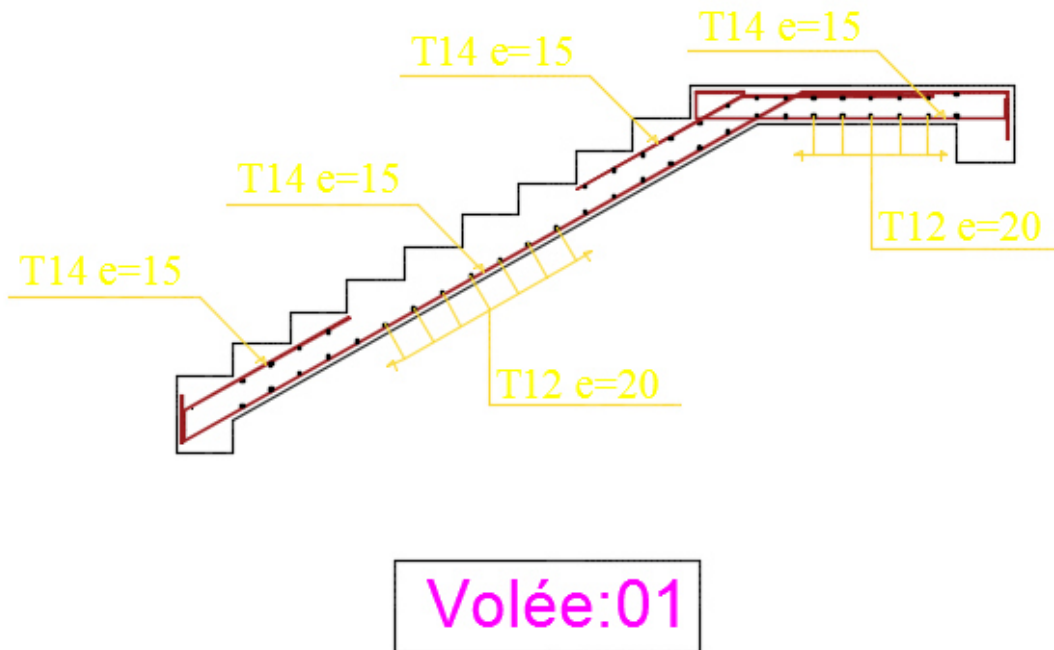


Figure.III.62 : Schéma du ferrailage des voleés

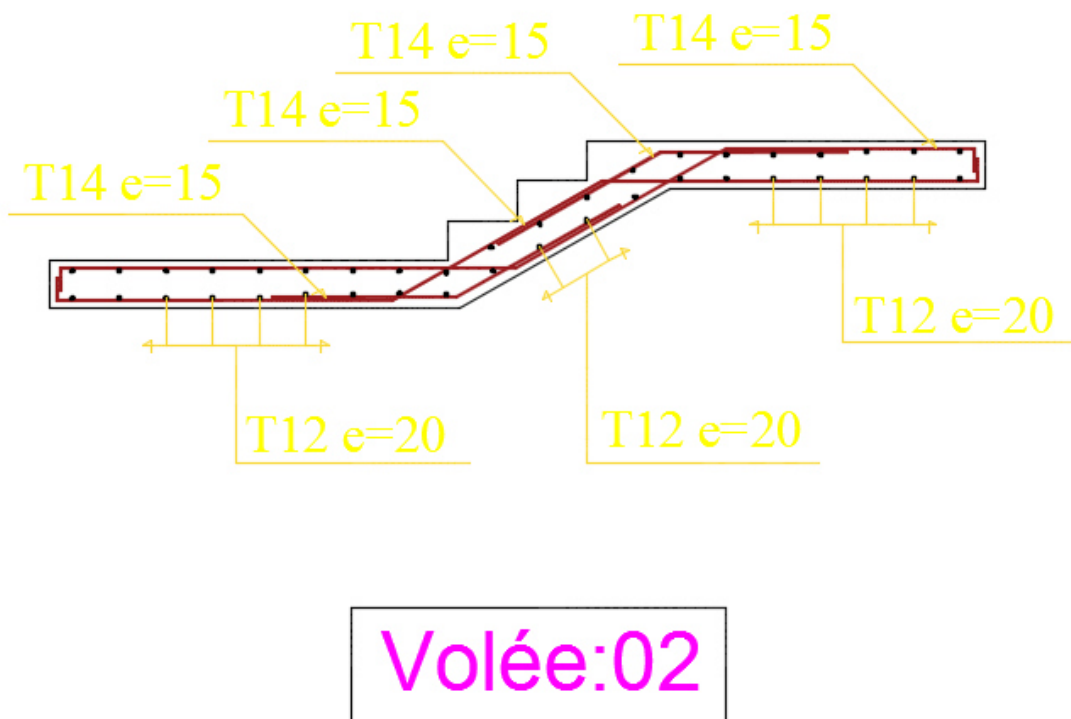


Figure.III.63 : Schéma du ferrailage des voleés

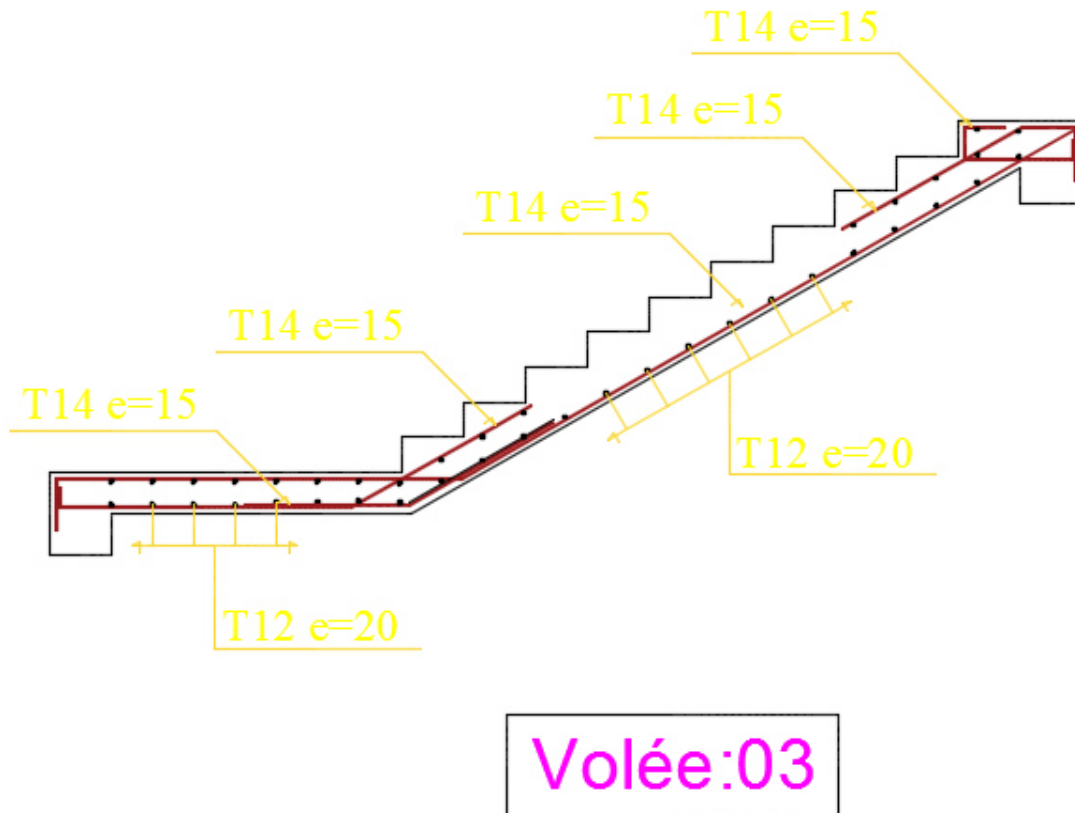


Figure.III.64 : Schéma du ferrailage des voles.

III.5.3 Calcul de l'escalier pour le bloc C :

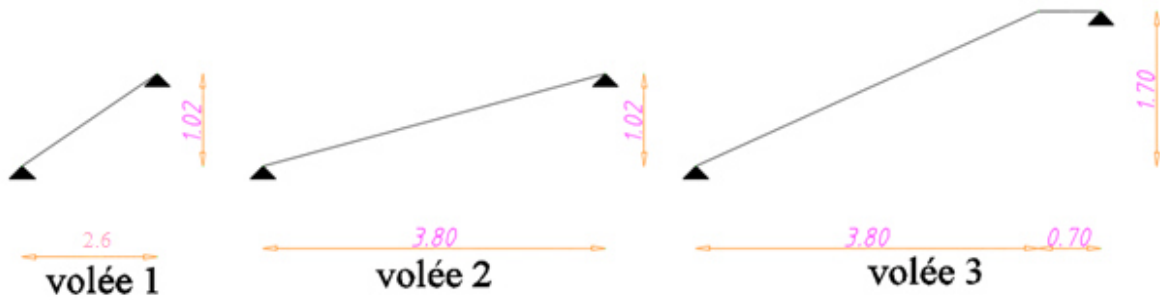


Figure.III.65 : Les schémas statiques des escaliers de bloc C.

a) Charge et surcharge :

Tableau.III.32: charges et surcharges des volées.

Escalier	Charge permanente G (KN/m ²)	Charge d'exploitation Q (KN/m ²)
Paillasse	8.37	5

b) Combinaison des charges :

❖ ELU :

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5Q_1$$

❖ ELS :

$$q_{ser} = G_1 + Q_1$$

Le chargement pour une bande de 1m est donné par le tableau suivant :

Tableau.III.33 : Charge à l'ELU et l'ELS de volées.

Sollicitation	ELU	ELS
q ₁ (kN/ml)	18.80	13.37

Remarque :

la charge de paillasse ne change pas et les reactions maximal sont trouvée dans le volée le plus longues.

III.5.3.1 Volée 1 :

✓ L'état limite ultime l'ELU:

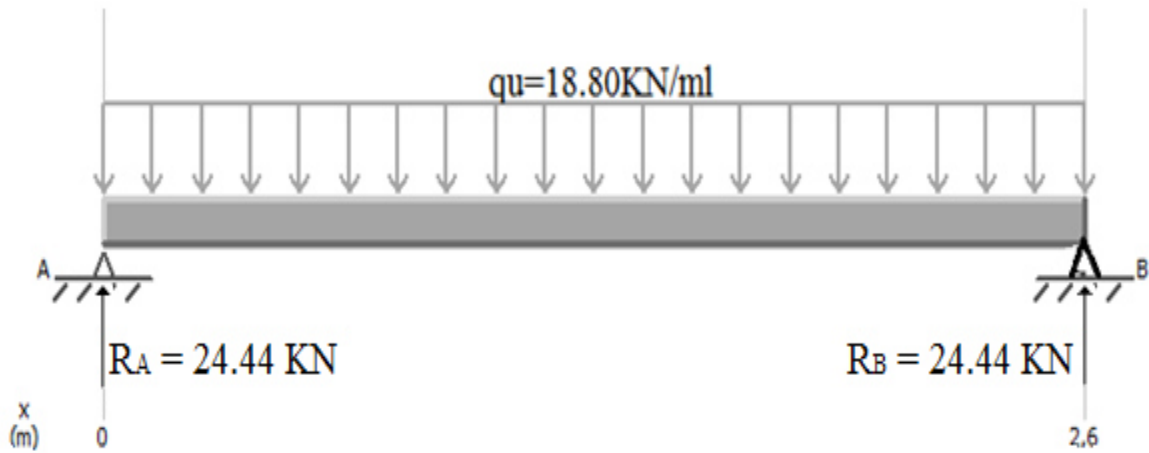


Figure.III. 66: le schéma statique de volée 1 à l'ELU.

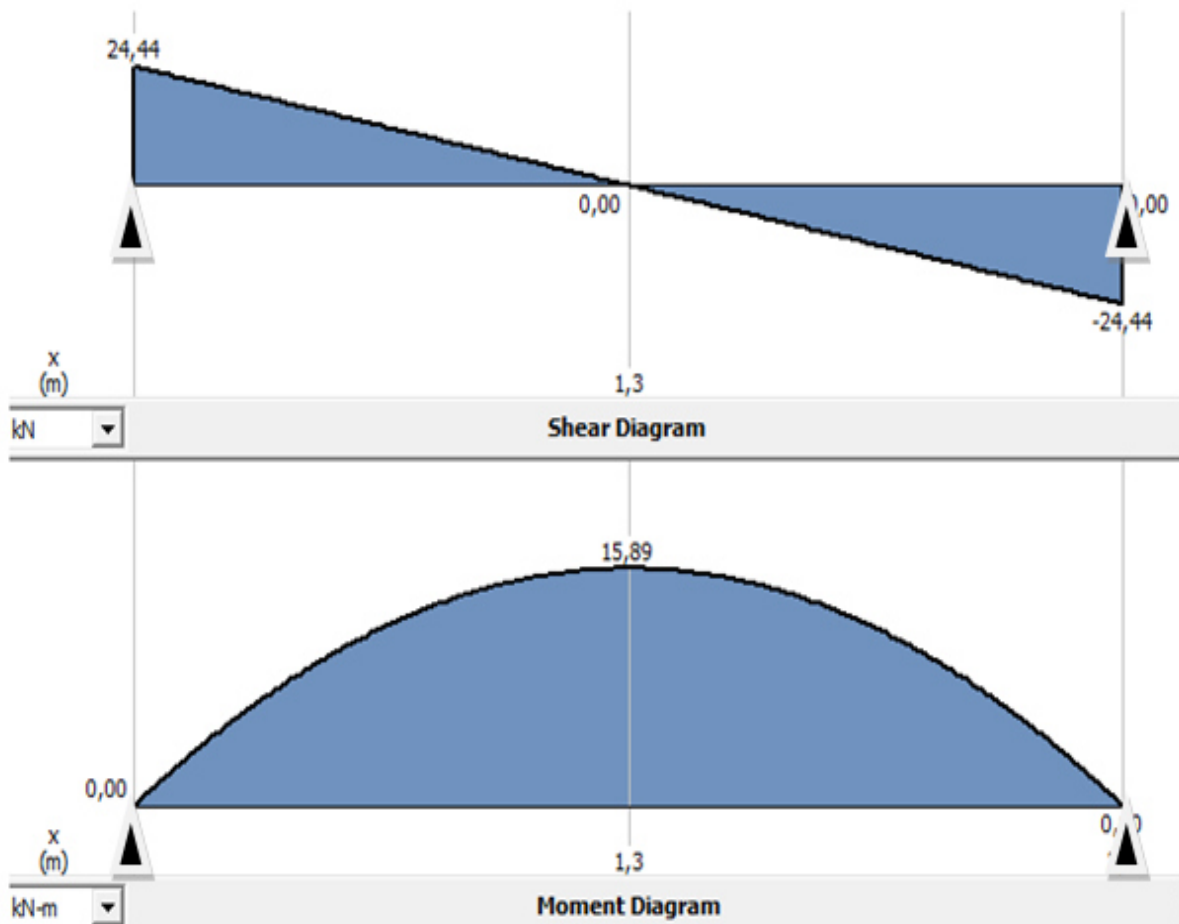


Figure.III.67 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU.

✓ État Limite Service l'ELS :

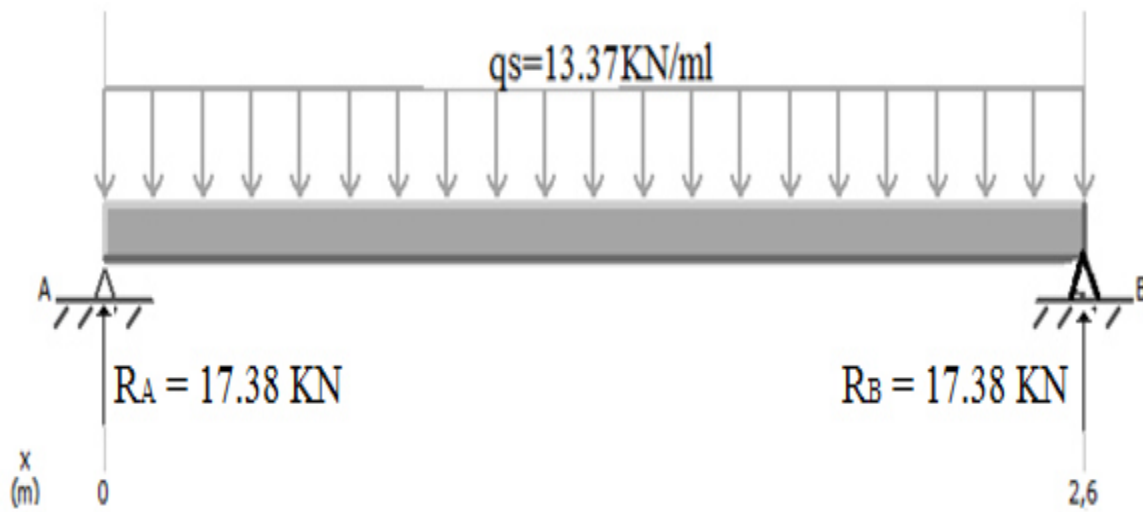


Figure.III.68 : Le schéma statique de volée 2 à l'ELS.

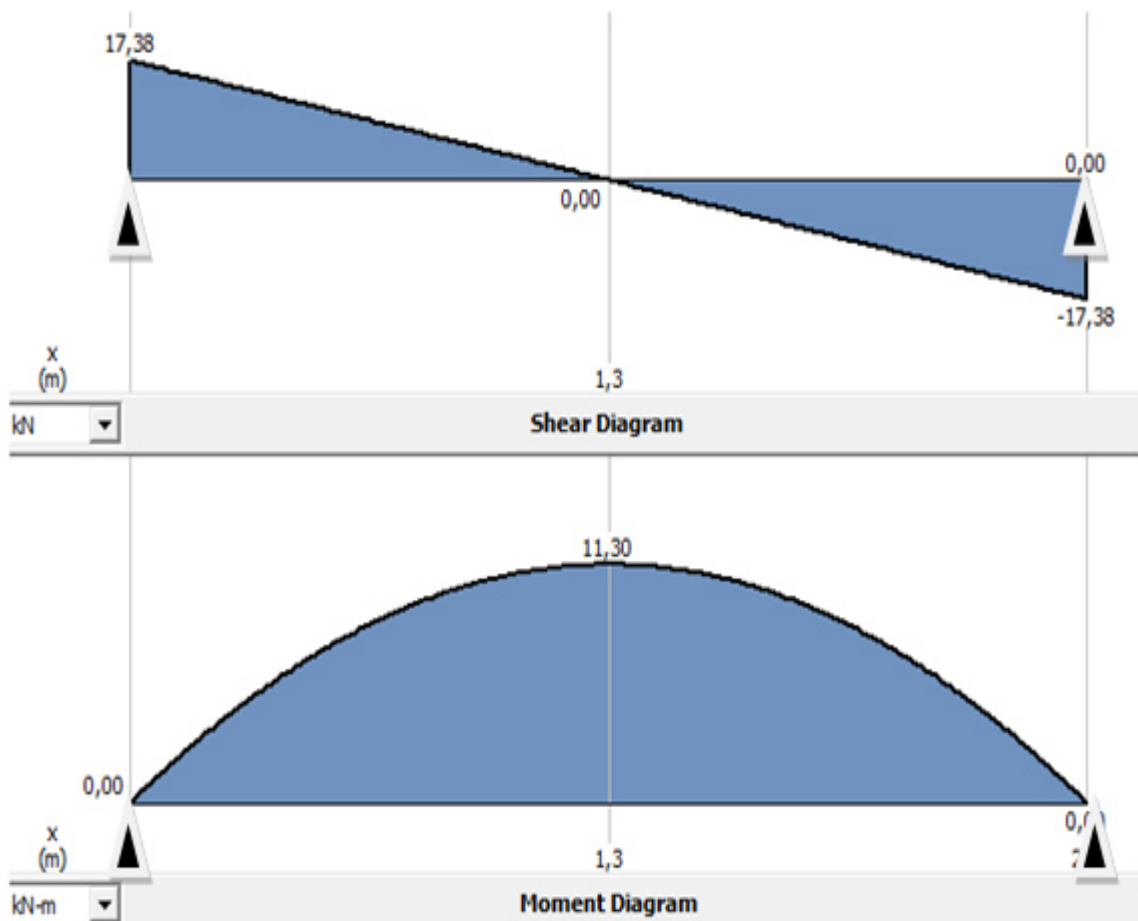


Figure.III.69 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELS.

III.5.3.2 Volée 2 et 3 :

✓ **État Limite ultime l'ELU:**

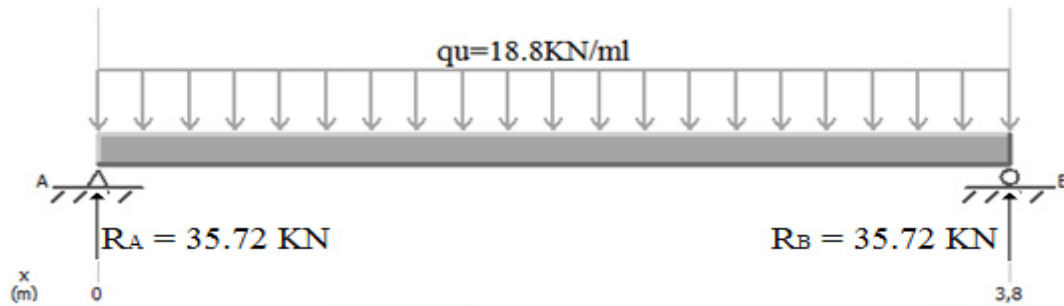


Figure.III.70 : le schéma statique de volée 1 à l'ELU.

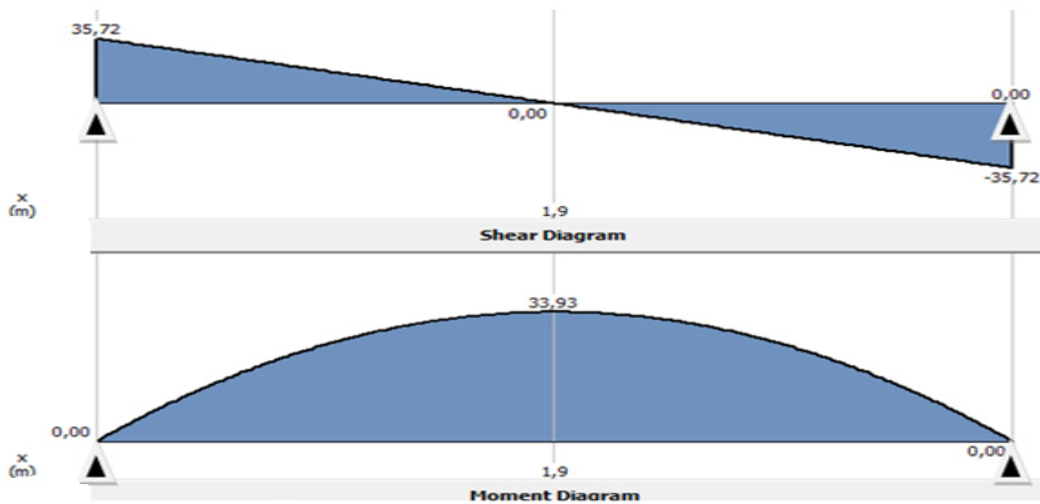


Figure.III.71 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELU.

✓ **État Limite Service (ELS) :**

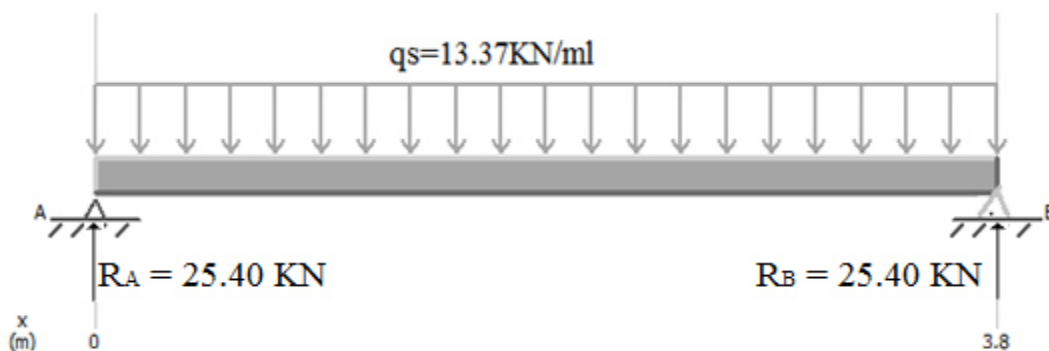


Figure.III.72 : le schéma statique de volée 1 à l'ELS.

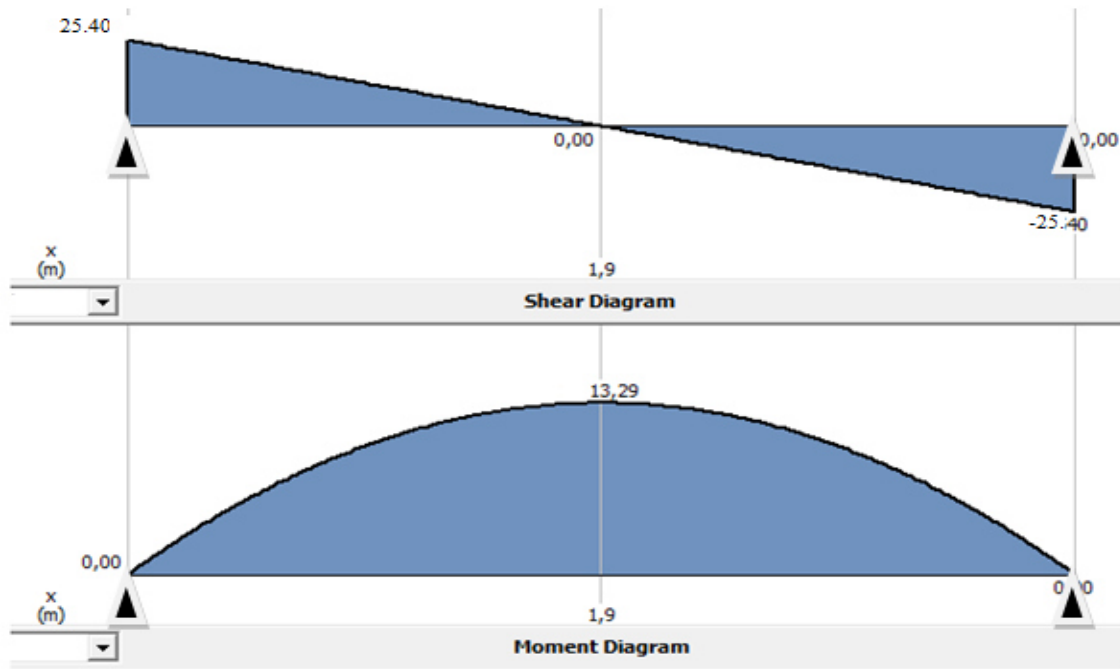


Figure.III.73 : Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant ELS.

Tableau récapitulatif:

Moment en travée : $M_t = 0,85. M_0$

Moment au appui : $M_a = 0,50. M_0$

Avec : $M_0 = M_{\max}$

Tableau.III.34 : Le moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.

	M(kN. m)	$M_{\text{travée}}$ (kN. m)	M_{appui} (kN. m)	V (kN)
ELU	33.93	28.84	16.96	35.72
ELS	24.13	20.51	12.06	25.40

III.5.3.3 Ferrailage:

III.5.3.3.1 Calcul du ferrailage à L'ELU:

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1ml**. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

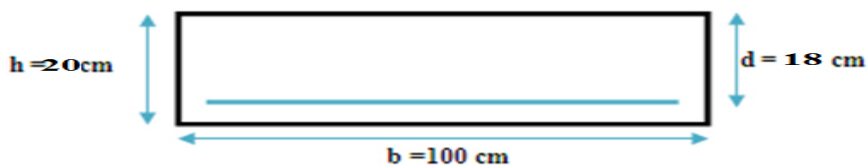


Figure.III.74 : La section du calcul de l'escalier.

Tableau.III.35 : hypothèse de calcul.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14, 20 \text{ Mpa}$	$c = 3 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 100$	$h = 20 \text{ cm}$	$d = 18$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$

a) Calcul des armatures longitudinal :

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.36 : Ferrailage calculé de l'escalier en appui et en travée.

	M_U [KN.m]	μ	α	Z [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]
En travées	28.84	0.111	0.148	12.7	0	6.53
Sur appuis	20.51	0.078	0.102	12.9	0	4.50

III.5.3.3.2 Vérifications à ELS:

❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton:**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Moment d'inertie : $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A_s' (y - c')$

La position de l'axe neutre est déterminée par l'équation :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \cdot A_s' \cdot (y - c') + 15 A_s (y - d) = 0$$

Avec : $c' = 2 \text{ cm}$; $d = 13,5 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $A_s' = 0$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.37 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier

	M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Travée	20.51	8.67	116454.25	1.52	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	12.06	5.70	11329.29	6.07	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau. III.38 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.

	A_S choisit [cm ²]	A_S adopté [cm ²]	S_t (cm)
En travée	6T14	9.23	15
Sur appuis	4T14	6.15	15

b) Armature de répartition:

✓ **En travée :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 2.31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 4.61 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Sur appuis :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.54 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3.08 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4T12 = 4.52 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

c) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 13.5 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.63 \text{ cm}^2$$

$A_l = 9.23 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$A_t = 6.15 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

III.5.3.3 Vérification à l'ELU:

a) Vérification des espacements des barres :

✓ **Armature longitudinal:**

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armature transversal :**

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

❖ **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(25.40 + \frac{12.06}{0.9 \times 0.135} \right) \times 10 = 3.58 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 48.47 \text{ kN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 135 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 8100 \text{ kN condition vérifiée}$$

❖ Vérification de l'adhérence d'appui :

Il faut vérifier que :

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{\text{se}} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{\text{max}} = 25.40 \text{ KN}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 5 * 3.14 * 10 = 157 \text{ mm}$$

$$\tau_{\text{ser}} = \frac{25.04 * 10^3}{0.9 * 135 * 157} = 1.31 \text{ MPa} < \tau_{\text{se}} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

III.5.3.3.4 Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.039 < 0.0625) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{\text{ser, travée}}}{10 M_{0, \text{ser}}}\right) \Rightarrow (0.039 < 0.085) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.0117 > 0.00105) \Rightarrow \text{condition non vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 20 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; L = 3.8 \text{ m} ; A_s = 9.23 \text{ cm}^2 ; M_{\text{ser, travée}} = 20.51 \text{ KN.m}$$

$$M_{0, \text{ser}} = 24.72 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

❖ **Calcul de la flèche selon le CBA93 :**

Le calcul de la flèche se fait à l'aide des formules indiquées par le règlement CBA93, la flèche

On doit vérifier cette égalité :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{380}{500} = 0.76 \text{ cm}$$

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i I_{fi}}; f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v I_{fv}}$$

Tableau.III.39 : Vérification de la flèche de l'escalier.

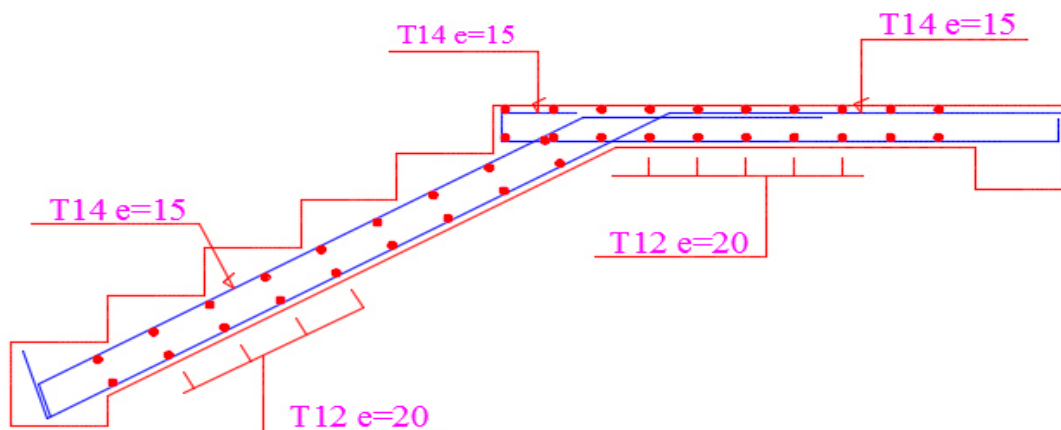
$I_0 \text{ (cm}^4\text{)}$	ρ	λ_i	λ_v	μ	$I_{fv} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{fi} \text{ (cm}^4\text{)}$	$f_i \text{ (cm)}$	$f_v \text{ (cm)}$
34227	0.008	2.62	1.05	0.722	10400.47	19468.17	1.26	1.99

$$\Delta F = f_v - f_i = 1.26 - 1.99 = 0.73 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0.73 \text{ cm} < \bar{f} = 0.83 \text{ cm}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

III.5.3.4 Schéma de ferrailage:



VOLEE N°: 1

Figure.III.75 : Schéma du ferrailage de volée 1.

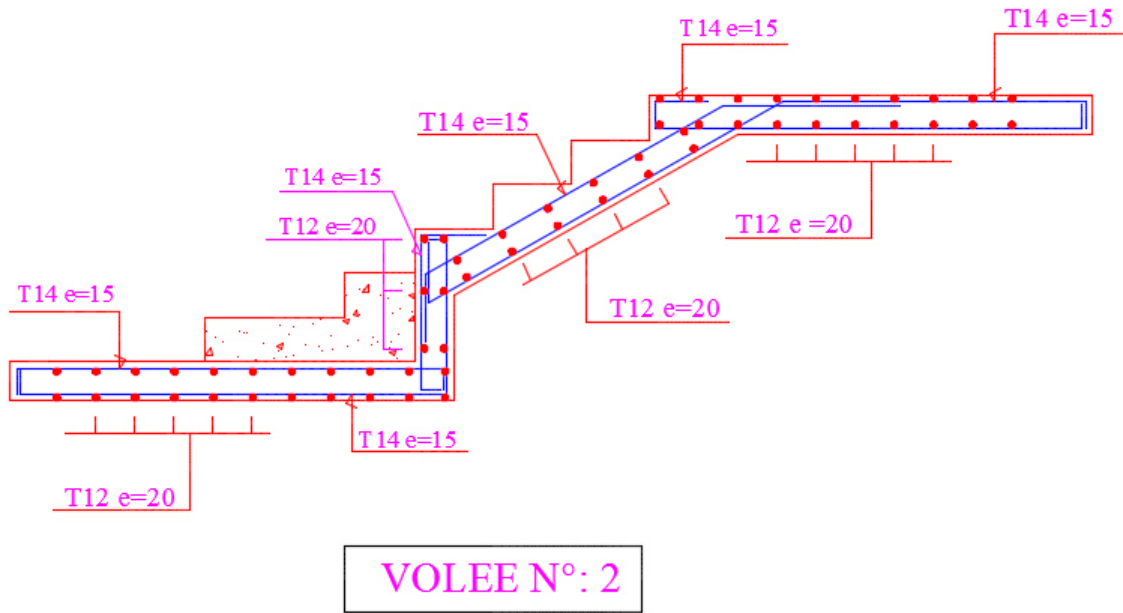


Figure.III.76 : Schéma du ferrailage de voleé 2.

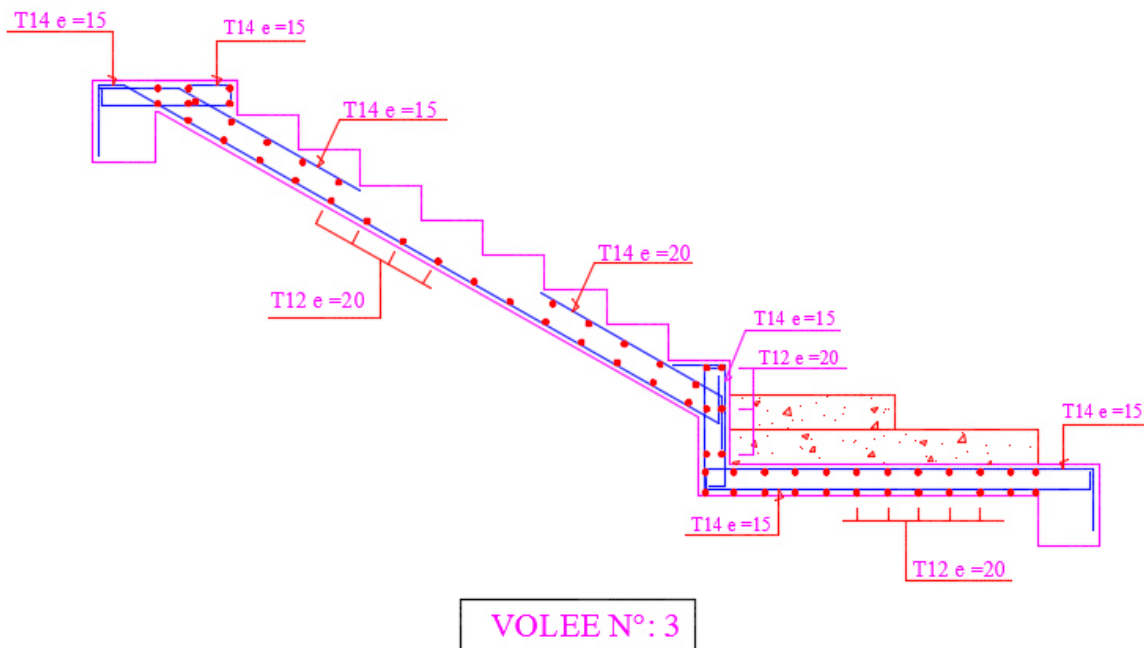


Figure.III.77 : Schéma du ferrailage de voleé 3.

III.6 Etude des poutres palière :

III.6.1 Etude de la poutre palière pour le minaret :

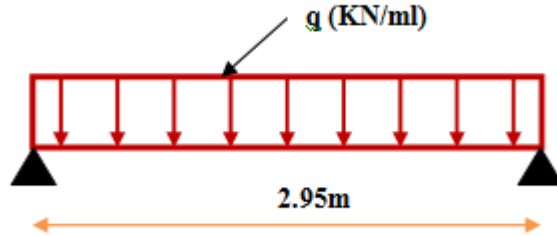


Figure.III.78 : schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

❖ **Pré dimensionnement de la poutre palière :**

Selon le CBA 93, les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 19.666\text{cm} < h < 29.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 40 \text{ cm.} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 12\text{cm} < b < 28 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 30\text{cm.} \end{array} \right.$$

On adopt: (b x h) = (45x35).

Verification:

$$\text{Le RPA99/2003 : } \left\{ \begin{array}{l} h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{OK.} \\ b = 30\text{cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{OK.} \\ \frac{h}{b} = 1.33\text{cm} \leq 4 \dots\dots\dots\text{OK.} \end{array} \right.$$

Nous prenons : h =40 cm ; b =30 cm.

❖ **Chargement de la poutre palière:**

La poutre palière est soumise à:

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.4 \times 0.3 = 3 \text{ KN/ml}$.
2. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{mac}} = 2.81 \times 1.53 = 4.30 \text{ KN/ml}$.
3. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier:

- ELU: $R_b = 32.57$ KN.
- ELS: $R_b = 23.43$ KN.

❖ **Combinaison de charge:**

➤ **À l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (3+4.3) + 32.57 = 42.42 \text{KN/ml.}$$

➤ **À l'ELS :**

$$q_s = G_p + G_{\text{maç}} + R_b = 4.3 + 3 + 23.43 = 30.73 \text{KN/ml.}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

Tableau.III.40 : Charge à l'ELU et l'ELS de volées 1.

Sollicitation	ELU	ELS
q_1 (kN/ml)	42.42	30.73

➤ **À l'ELU :**

- **Moment isostatique:**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 42.42 \times \frac{(2.95)^2}{8} = 46.145 \text{KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{42.42 \times 2.95}{2} = 62.569 \text{ KN}$$

➤ **À l'ELS:**

- **Moment isostatique:**

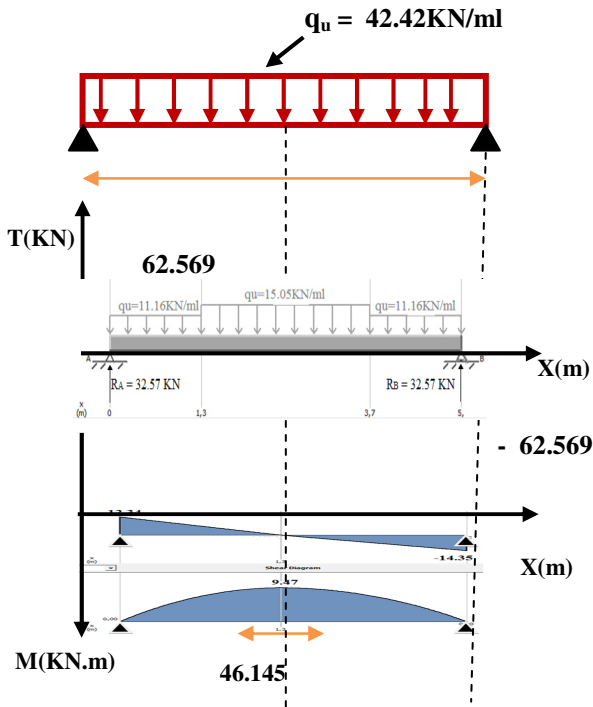
$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 30.73 \times \frac{(2.95)^2}{8} = 33.43 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{30.73 \times 2.95}{2} = 45.31 \text{ KN}$$

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants :

À l'ELU :



À l'ELS :

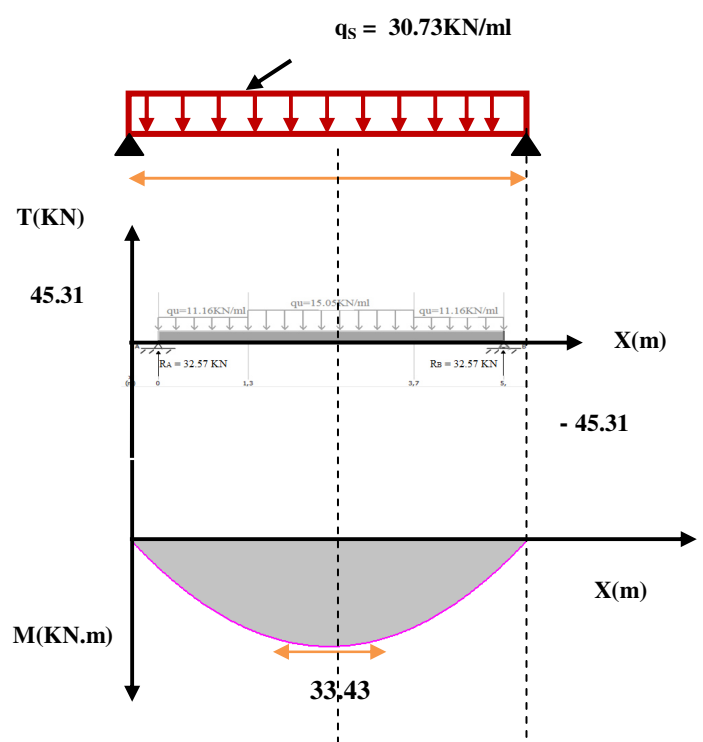


Figure.III.79 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS.

❖ Tableau récapitulatif:

Pour tenir compte de semi encastrement:

- ❖ **Moment en travée :** $M_t = 0,85. M_0$
- ❖ **Moment au appui :** $M_a = 0,50. M_0$
- ❖ **Avec :** $M_0 = M_{max}$

Tableau.III.41 : moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS.

	M(kN. m)	$M_{travée}$ (kN. m)	M_{appui} (kN. m)	V(kN)
ELU	46.145	39.22	23.07	62.569
ELS	33.43	28.415	16.71	45.31

III.6.1.1 Ferrailage:

III.6.1.1.1 Calcul du ferrailage à L'ELU:

Le calcul se fait en flexion simple. La fissuration est considérée comme peu nuisible

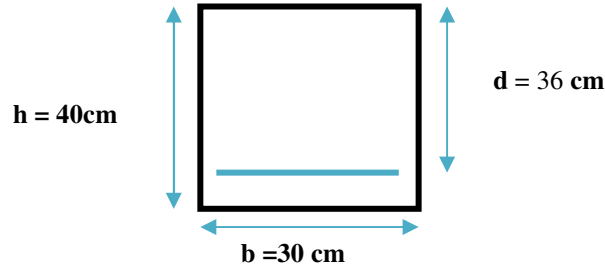


Figure.III.80 : La section du calcul de l'escalier.

Tableau.III.42 : hypothèse de calcul.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14,2 \text{ Mpa}$	$c = 3 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 30$	$h = 40 \text{ cm}$	$d = 36 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.43 : Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.

	M_U [kN.m]	μ	α	Z [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_s^{choisit}$ [cm ²]	$A_s^{adopté}$ [cm ²]	S_T cm
En travées	39.22	0.0213	0.027	35.61	0	3.16	3T12	3.39	20
Sur appuis	28.415	0.015	0.019	35.71	0	2.28	3T12	3.39	20

➤ **Armature de répartition:**

En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

Sur appuis :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.84 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$

Avec : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Diamètre des armateurs :**

$$\phi_t = \phi_l / 3 = 12 / 3 = 4.00 \text{ mm} \Rightarrow \text{des cadres de HA8 (étriers de HA8).}$$

• **Armatures transversales.**

$$\phi_t \leq \min\{b/10, h/35, \phi_l\} = \min\{30, 11.42, 12\} = 12 \text{ mm.}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 12 \text{ mm. CV}$$

• **Espacement des armatures**

CBA $\Rightarrow S_t \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = \min(32.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$

RPA \Rightarrow Zone courante: $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$

\Rightarrow Zone nodale: $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{l \min}) = \min(10 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm})$

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

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$A_l = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

III.6.1.1.2 Vérifications à ELS :

❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton:**

❖ On doit vérifier que :

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

❖ **Moment d'inertie :** $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - c')$

❖ **La position de l'axe neutre est déterminée par l'équation :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A'_s.(y - c') + 15 A_s (y - d) = 0$$

Avec : $c' = 2 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $A'_s = 0$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.44 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
Travée	39.22	7.70	99953.64	3.021	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	23.07	7.70	99953.64	1.78	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

III.6.1.1.3 Vérification à l'ELU:

➤ **Vérification des espacements des barres :**

✓ **Armature longitudinal:**

$$S_p = 15\text{cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armature transversal :**

$$S_s = 15\text{cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

➤ **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 8.24 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(45.31 + \frac{16.61}{0.9 \times 0.36} \right) \times 10 = 2.77 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

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

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 45.31\text{kN} < 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 36 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 648 \text{ kN} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence d'appui :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{max} = 45.31 KN$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 4 * 3.14 * 12 = 150.72 mm$$

$$\tau_{ser} = \frac{45.31 * 10^3}{0.9 * 360 * 150.72} = 0.93 MPa < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15 MPa \dots \dots \dots CV$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.135 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) \Rightarrow (0.135 > 0.085) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00125 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.1.2 Schéma de ferrailage:

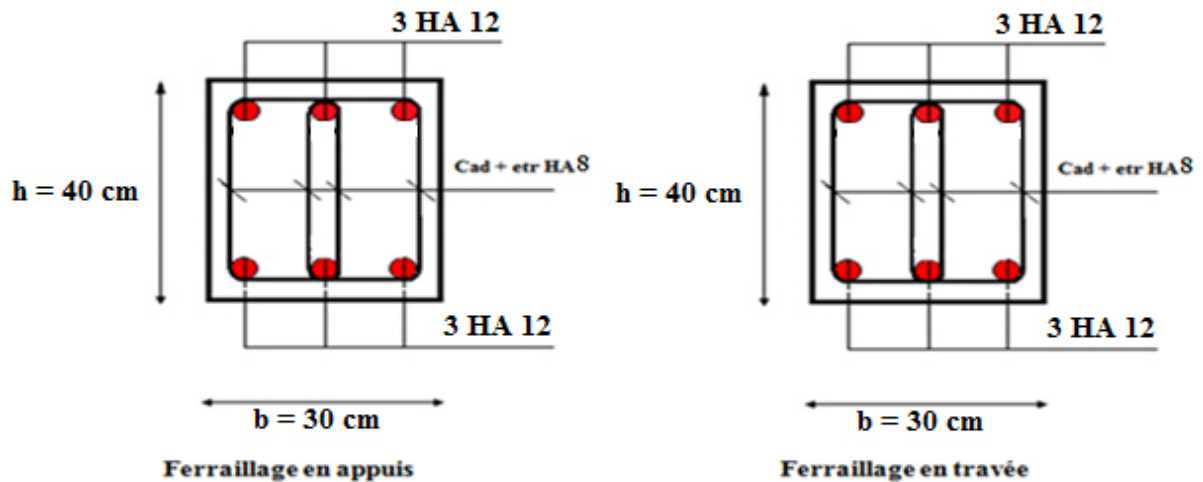


Figure.III.81 : Schéma du ferrailage de la poutre palier.

III.6.2 Etude de la poutre palière bloc A :

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction **B** calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

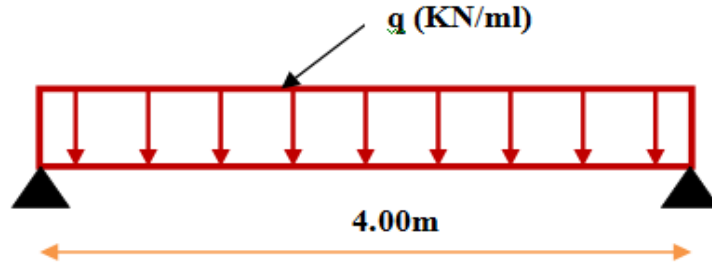


Figure.III.82: schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

❖ **Pré dimensionnement de la poutre palière:**

Selon le **CBA 93**, les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Longrightarrow \quad 33.33 \text{ cm} < h < 42 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad h = 40 \text{ cm.} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Longrightarrow \quad 18 \text{ cm} < b < 31.5 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad b = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On adopt: (b x h) = (40x30).

Verification:

Le **RPA99/2003** préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK.} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK.} \\ \frac{h}{b} = 1.33 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{OK.} \end{array} \right.$$

Nous prenons : h =40 cm ; b =30 cm.

❖ **Chargement de la poutre palière:**

La poutre palière est soumise à:

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.40 \times 0.30 = 3 \text{ KN/ml}$.
2. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2.81 (2.04 - 1.53) = 1.43 \text{ KN/ml}$.
3. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier:

- **ELU:** $R_b = 43.68 \text{ KN}$.
- **ELS:** $R_b = 30.97 \text{ KN}$.

❖ **Combinaison de charge:**

➤ **À l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (3 + 1.43) + 43.68 = 50.93 \text{ KN/ml.}$$

➤ **À l'ELS :**

$$q_s = G_p + G_{\text{maç}} + R_b = 3 + 1.43 + 30.97 = 36.34 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

Tableau.III.45 : Charge à l'ELU et l'ELS de volées 1.

Sollicitation	ELU	ELS
$q_1 \text{ (KN/ml)}$	50.93	36.34

➤ **À l'ELU :**

- **Moment isostatique:**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 50.93 \times \frac{(4)^2}{8} = 101.86 \text{ KNm}$$

- **Effort tranchant:**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{50.93 \times 4}{2} = 101.86 \text{ KN}$$

➤ **À l'ELS:**

- **Moment isostatique:**

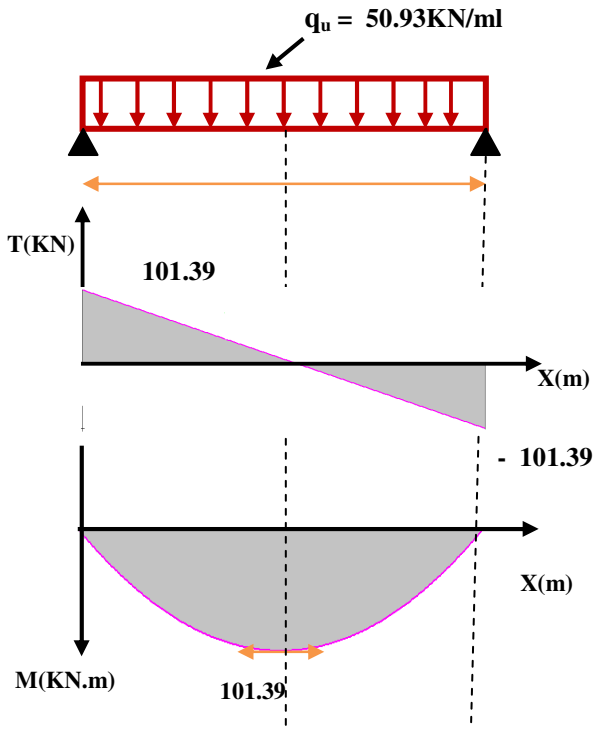
$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 36.34 \times \frac{(4)^2}{8} = 72.68 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant:**

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{36.34 \times 4}{2} = 72.68 \text{ KN}$$

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants

À l'ELU :



À l'ELS :

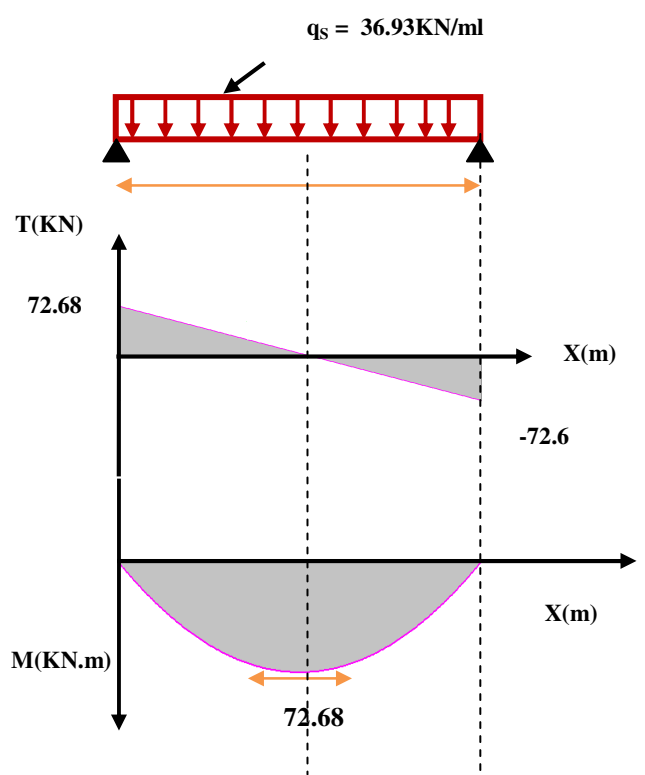


Figure.III.83 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS.

❖ Tableau récapitulatif:

Pour tenir compte de semi encastrement:

- ❖ Moment en travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0$
- ❖ Moment au appui : $M_a = 0,50 \cdot M_0$
- ❖ Avec : $M_0 = M_{\max}$

Tableau.III.46 : moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	M(kN. m)	$M_{\text{travée}}$ (kN. m)	M_{appui} (kN. m)	V(kN)
ELU	101.86	86.58	50.93	101.86
ELS	72.68	61.77	36.34	72.68

III.6.2.1 Ferrailage:

III.6.2.1.1 Calcul du ferrailage à L'ELU:

Le calcul se fait en flexion simple. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

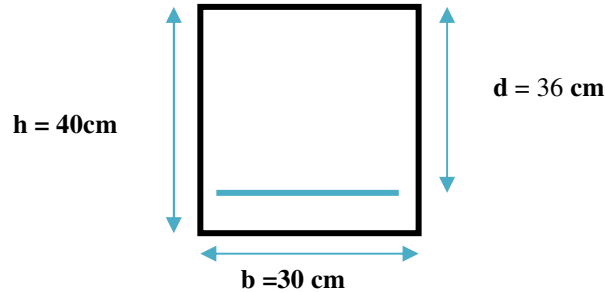


Figure.III.84 : La section du calcul de l'escalier

Tableau.III.47 : hypothèse de calcul.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$	$c = 3 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 30 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$d = 36 \text{ cm}$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

✓ Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.III. 48: Ferrailage de l'escalier en appui et en travée.

	M_U [kN.m]	μ	α	Z [cm]	A_s' [cm ²]	A_s [cm ²]	$A_s^{choisit}$ [cm ²]	$A_s^{adopté}$ [cm ²]	S_T cm
<i>En travées</i>	86.58	0.037	0.047	39.7	0	6.27	6T12	6.78	15
<i>Sur appuis</i>	50.93	0.022	0.028	40.05	0	3.25	3T12	3.39	15

➤ **Armature de répartition:**

En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 3.4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Avec : $S_r = 15 \text{ cm}$

Sur appuis :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

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

➤ **Diamètre des armateurs :**

$$\phi_t = \phi_l / 3 = 12 / 3 = 4 \text{ mm} \Rightarrow \text{des cadres de HA8 (étriers de HA8).}$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\{b/10 ; h/35 ; \phi_l\} = \min\{30; 11.42; 12\} = 11.42 \text{ mm.}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 11.42 \text{ mm. CV}$$

• **Espacement des armatures :**

CBA $\Rightarrow S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(36 \text{ cm}; 40 \text{ cm}).$

RPA \Rightarrow Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm} ;$

\Rightarrow Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{l \min}) = \min(10 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm})$

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

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 30 \cdot 36 \cdot \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_l = 6.79 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

III.6.2.1.2 Vérifications à ELS :

❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton:**

❖ On doit vérifier que :

❖ $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ **Moment d'inertie :** $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - c')$

❖ **La position de l'axe neutre est déterminée par l'équation :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \cdot A'_s \cdot (y - c') + 15 A_s (y - d) = 0$$

Avec : $c' = 3 \text{ cm}$; $d = 36 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $A'_s = 0$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.49 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
Travée	61.77	18.54	90721.25	12.62	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	36.34	12.4	43327.7	10.84	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

III.6.2.1.3 Vérification à l'ELU:

➤ **Vérification des espacements des barres :**

✓ **Armature longitudinal:**

$$S_p = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armature transversal :**

$$S_s = 20 \text{ cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

➤ **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(72.68 + \frac{36.34}{0.9 \times 0.360} \right) \times 10 = 5.31 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

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

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 35.95 \text{ kN} < 0.4 \times 30 \times 0.9 \times 36 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 648 \text{ kN} \text{ condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de l'adhérence d'appui :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{max} = 101.86 \text{ KN}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 * 3.14 * 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{101.86 * 10^3}{0.9 * 360 * 226.08} = 1.39 \text{ MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

➤ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.10 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) = \frac{36,34}{10 * 40,99} \Rightarrow (0.10 > 0.085) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00627 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.2.2 Schéma de ferrailage:

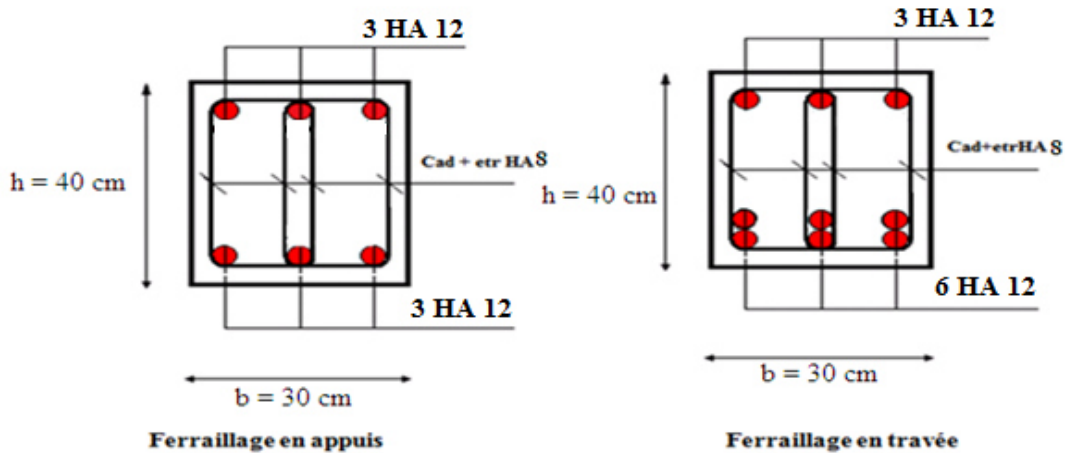


Figure.III.85 : Schéma du ferrailage de la poutre palier.

III.6.3 Etude de la poutre palière pour le bloc C :

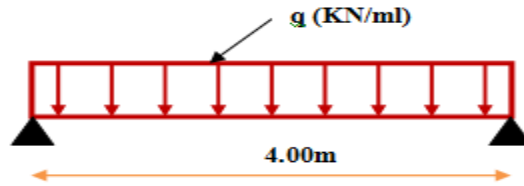


Figure.III.86: schéma statique de la poutre palière.

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

❖ Pré dimensionnement de la poutre palière:

Selon le CBA 93, les dimensions de la poutre sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \Rightarrow \quad 25.33 \text{ cm} < h < 38 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h = 35 \text{ cm.} \\ 0.4h \leq b \leq 0.7h \quad \Rightarrow \quad 14 \text{ cm} < b < 24.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b = 25 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

On adopt: (b x h) = (25x35).

Verification:

Le RPA99 [1] préconise :

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK.} \\ b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{OK.} \\ \frac{h}{b} = 1.4 \text{ cm} \leq 4 \dots\dots\dots \text{OK.} \end{array} \right.$$

Nous prenons : h =35 cm ; b =25 cm.

❖ Chargement de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à:

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.35 = 2.19 \text{ KN/ml.}$
2. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maç}} = 2.81 \times 1.02 = 2.86 \text{ KN/ml.}$
3. Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palier:
 - **ELU:** $R_b = 35.72 \text{ KN.}$
 - **ELS:** $R_b = 25.40 \text{ KN.}$

❖ **Combinaison de charge:**

➤ **À l'ELU :**

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (2.19+2.86) + 35.72 = 42.54 \text{ KN/ml.}$$

➤ **À l'ELS :**

$$q_s = G_p + G_{\text{maç}} + R_b = 2.19 + 2.86 + 25.40 = 30.45 \text{ KN/ml.}$$

❖ **Calcul des sollicitations :**

Tableau.III.50 : Charge à l'ELU et l'ELS de volées 1.

Sollicitation	ELU	ELS
q_1 (kN/ml)	42.54	30.45

➤ **À l'ELU :**

• **Moment isostatique:**

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 42.54 \times \frac{(3.8)^2}{8} = 76.78 \text{ KNm}$$

• **Effort tranchant:**

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{42.54 \times 3.8}{2} = 80.83 \text{ KN}$$

➤ **À l'ELS:**

• **Moment isostatique:**

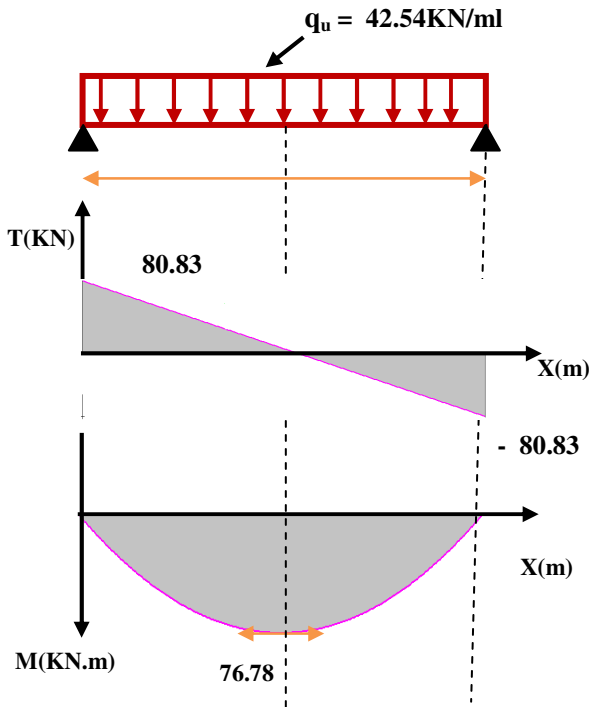
$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 30.45 \times \frac{(3.8)^2}{8} = 54.96 \text{ KN.m}$$

• **Effort tranchant:**

$$T_s = \frac{q_s L}{2} = \frac{30.45 \times 3.8}{2} = 57.85 \text{ KN}$$

❖ Diagramme des moments et des efforts tranchants :

À l'ELU :



À l'ELS :

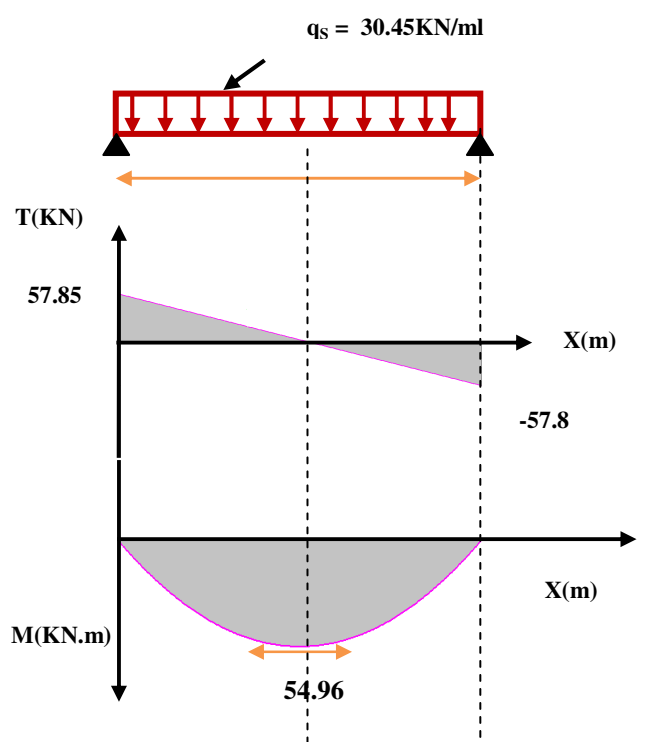


Figure.III.87 : Diagramme des moments et des efforts tranchants à l'ELU et l'ELS.

❖ Tableau récapitulatif:

Pour tenir compte de semi encastrement:

❖ **Moment en travée :** $M_t = 0,85. M_0$

❖ **Moment au appui :** $M_a = 0,50. M_0$

Avec : $M_0 = M_{max}$

Tableau.III.51 : moment et l'effort tranchant à l'ELU et l'ELS

	M(kN. m)	$M_{travée}$ (kN. m)	M_{appui} (kN. m)	V(kN)
ELU	76.78	65.26	38.39	80.83
ELS	54.96	46.71	27.48	57.85

III.6.3.1 Ferrailage:

III.6.3.1.1 Calcul du ferrailage à L'ELU:

Le calcul se fait en flexion simple. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

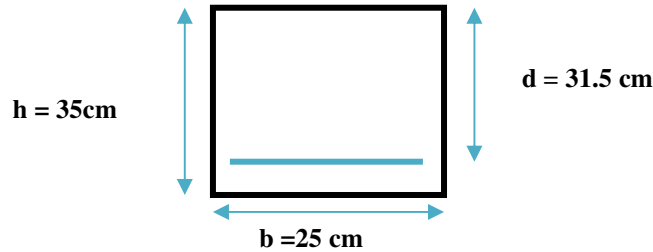


Figure.III.88 : La section du calcul de l'escalier.

Tableau.III.52 : hypothèse de calcul.

Béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\gamma_b = 1.5$	$f_{bc} = 14.20 \text{ MPa}$	$c = 3 \text{ cm}$
	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$	$b = 25$	$h = 35 \text{ cm}$	$d = 31.5$
Acier	FeE400	$f_e = 400 \text{ MPa}$	$\gamma_s = 1.15$	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.53 : Ferrailage de la poutre palier en appui et en travée.

	M_U [kN.m]	μ	α	Z [cm]	$A_{S'}$ [cm ²]	A_S [cm ²]	$A_S^{choisit}$ [cm ²]	$A_S^{adopté}$ [cm ²]	S_T cm
<i>En travées</i>	65.26	0.046	0.06	30.74	0	6.10	(6T12)	6.79	15
<i>Sur appuis</i>	38.39	0.027	0.035	31.06	0	3.15	(3T12)	3.39	15

➤ **Armature de répartition:**

En travée :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.69 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 2.36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

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

Sur appuis :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml} \leq A_r \leq 1.68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Soit : $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

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

➤ **Diamètre des armateurs :**

$$\phi_t = \phi_l / 3 = 12 / 3 = 4 \text{ mm} \Rightarrow \text{des cadres de HA8 (étriers de HA8).}$$

• **Diamètre des armateurs :**

$$\phi_t \leq \min\{b/10, h/35, \phi_l\} = \min\{25, 10, 12\} = 10 \text{ mm.}$$

$$\phi_t = 8 \text{ mm} \leq 10 \text{ mm. CV}$$

• **Espacement des armatures :**

CBA $\Rightarrow S_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(31.5 \text{ cm}; 40 \text{ cm})$

RPA \Rightarrow Zone courante: $S_t \leq h/2 = 17.5 \text{ cm}$

\Rightarrow Zone nodale: $S_t \leq \min(h/4; 12\phi_{l \min}) = \min(8.75 \text{ cm}; 14.4 \text{ cm})$

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

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 25 \cdot 31.5 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.95 \text{ cm}^2$$

$A_l = 6.79 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

$A_t = 3.39 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.95 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

III.6.3.1.2 Vérifications à ELS :

❖ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

❖ On doit vérifier que :

❖ $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

❖ **Moment d'inertie :** $I = \frac{b}{3} y^3 + 15 A_s (d - y)^2 + 15 A'_s (y - c')^2$

❖ **La position de l'axe neutre est déterminée par l'équation :**

$$\frac{b}{2} y^2 + 15.A'_s.(y - c') + 15 A_s (y - d) = 0$$

Avec : $c' = 2 \text{ cm}$; $d = 31,5 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$; $A'_s = 0$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.III.54 : Vérifications de la contrainte de compression dans le béton de l'escalier.

	$M_{ser}(\text{kN.m})$	$y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	OBS
Travée	61.77	20.60	84949.26	14.97	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Appui	36.34	13.53	128713.58	13.25	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

III.6.3.1.3 Vérification à l'ELU:

➤ **Vérification des espacements des barres :**

✓ **Armature longitudinal:**

$$S_p = 15\text{cm} \leq \text{Min}(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Armature transversal :**

$$S_s = 15\text{cm} \leq \text{Min}(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

➤ **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 7.92 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(57.85 + \frac{27.48}{0.9 \times 0.315} \right) \times 10 = 0.5 \text{ cm}^2 \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u \leq 0.4b_0(0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 35.95\text{kN} < 0.4 \times 25 \times 0.9 \times 31.5 \times \frac{25}{1.5} \times 10^{-1} = 472.5\text{kN} \text{ condition vérifiée}$$

❖ **Vérification de l'adhérence d'appui :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_{ser} = \frac{T_U}{0.9 * d * \sum U_i} < \tau_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

$$T_u^{max} = 57.85 \text{ KN}$$

Ψ_s : Coefficient de seulement ($\Psi_s = 1.5$ acier Fe400 haute adhérence).

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 6 * 3.14 * 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{ser} = \frac{57.85 * 10^3}{0.9 * 315 * 226.08} = 0.902 \text{ MPa} < \tau_{se} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Donc pas de risque d'entraînement des barres

❖ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{1}{16}\right) \Rightarrow (0.09 > 0.0625) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L}\right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}}\right) = \frac{46,71}{10 * 54,96} \Rightarrow (0.09 > 0.085) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e}\right) \Rightarrow (0.00101 < 0.0105) \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

III.6.3.2 Schéma de ferrailage:

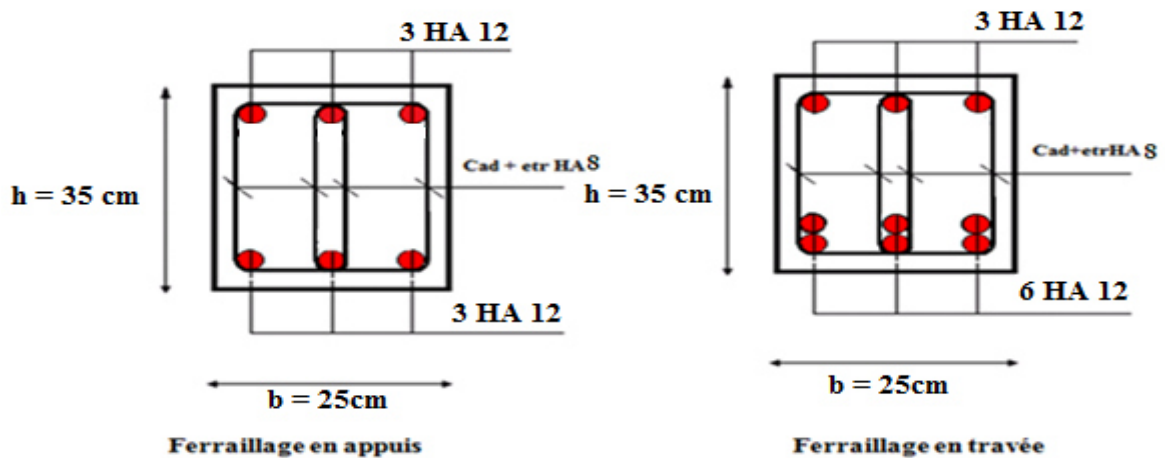


Figure.III.89 : Schéma du ferrailage de la poutre palier.

III.7 Etude des coupoles :

III.7.1 Les coupoles de la salle de prier et le bureau de l'IMAM :

III.7.1.1 Calcul des efforts:

Calculons la charge pour un mètre linéaire:

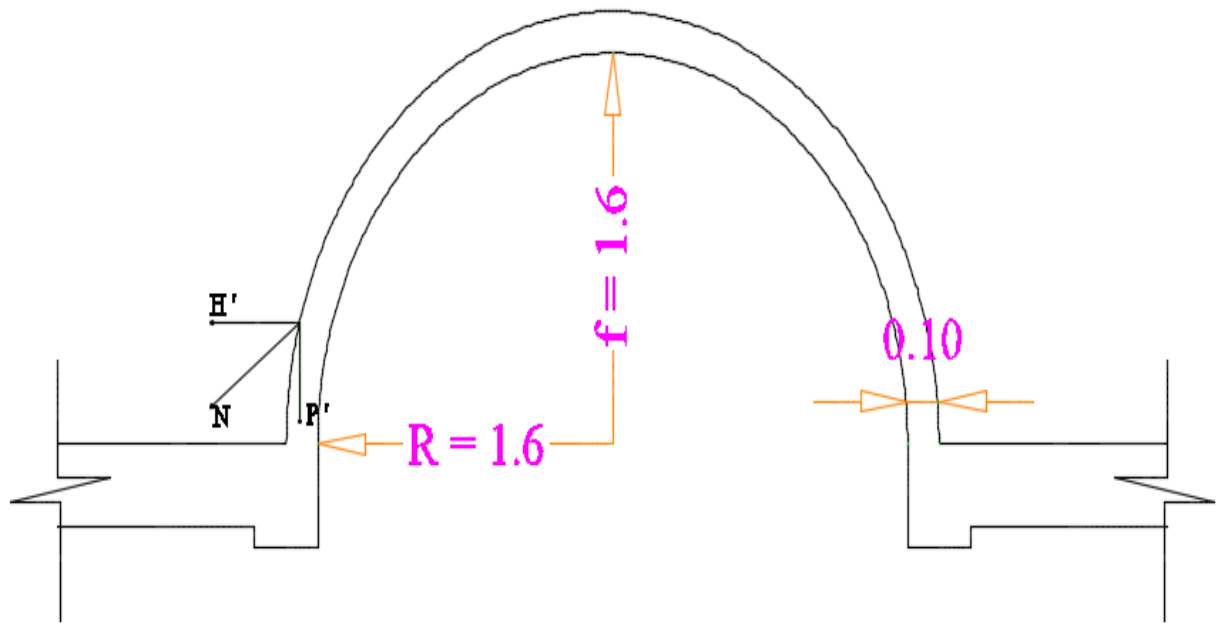


Figure III.90 : Schéma statique de la coupole de la salle de prière et le bureau de l'imam.

❖ **La charge par mètre linéaire:**

$$P' = \frac{p \times R \times f}{r} = \frac{2.5 \times 1.6 \times 1.6}{1.6} = 4 \text{KN/m}$$

❖ **La poussé horizontale par mètre linéaire:**

$$H' = \frac{p \times r^2}{4 \times f} = \frac{2.5 \times 1.6^2}{4 \times 1.6} = 1 \text{KN/m}$$

❖ **L'effort normal par mètre méridien:**

$$N = \sqrt{P'^2 + H'^2} = \sqrt{4^2 + 1^2} = 4.12 \text{KN/m}$$

III.7.1.2 Ferrailage de la coupole:

a) La contrainte de compression du béton:

$$\sigma_b = \frac{N}{100 \times e + 15 \times A_s} \quad \Rightarrow N_u = 100 \times e \times \sigma_{bu} + 15 \times A_s \times \sigma_{su}$$

$$A_{su} = \frac{N_u - 100 \times e \times \sigma_{bu}}{15 \times \sigma_{su}} = \frac{4.12 \times 10^3 - 1000 \times 100 \times 14.17}{15 \times 348} = - 270.66 \text{ mm}^2$$

$$A_{su} = -2.70 \text{ cm}^2$$

b) Les aciers principaux:

$$A_{s \text{ min}} \geq 0.2\% \times 100 \times e = 2 \text{ cm}^2$$

On à:

$$A_{s \text{ ad}} \geq \max \{ A_{su \text{ calculer}} ; A_{s \text{ min}} \}$$

$$A_{s \text{ ad}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

On convient de prendre **4HA12** totalisant une section de 4.52cm² avec un espacement de 20 cm.

c) Les cerces:

$$A_r = \frac{A_{s \text{ ad}}}{4}$$

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

D'après le tableau d'armature pour un mètre linéaire on adopte :

Pour l'armature longitudinal : **4HA12**

Pour l'armature transversale : **4HA10**

Comme la section de la coupole est inférieur à 15 cm et conformément au fascicule 74, nous disposerons les armatures en un seul lit.

❖ Comparaison de la contrainte σ_b et $\overline{\sigma_b}$:

$$\sigma_b = \frac{N}{100 \times e} = \frac{4.12 \times 10^3}{100 \times 100} = 0.412 \text{ MPa}$$

➤ Contrainte admissible dans le béton:

$$\overline{\sigma_b} \leq \begin{cases} \frac{e+0.55}{3} f_{c28} = 837.91 \text{ MPa} \\ \frac{100 \times e}{R} (f_{c28})^{1/3} = 18.28 \text{ MPa} \end{cases}$$

On prend : $\overline{\sigma_b} = 18.28 \text{ MPa}$

La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible, on prendra comme section d'acier 0.2% de la section.

$$\sigma_b = 0.412 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

III.7.1.3 Schéma de ferrailage de la coupole:

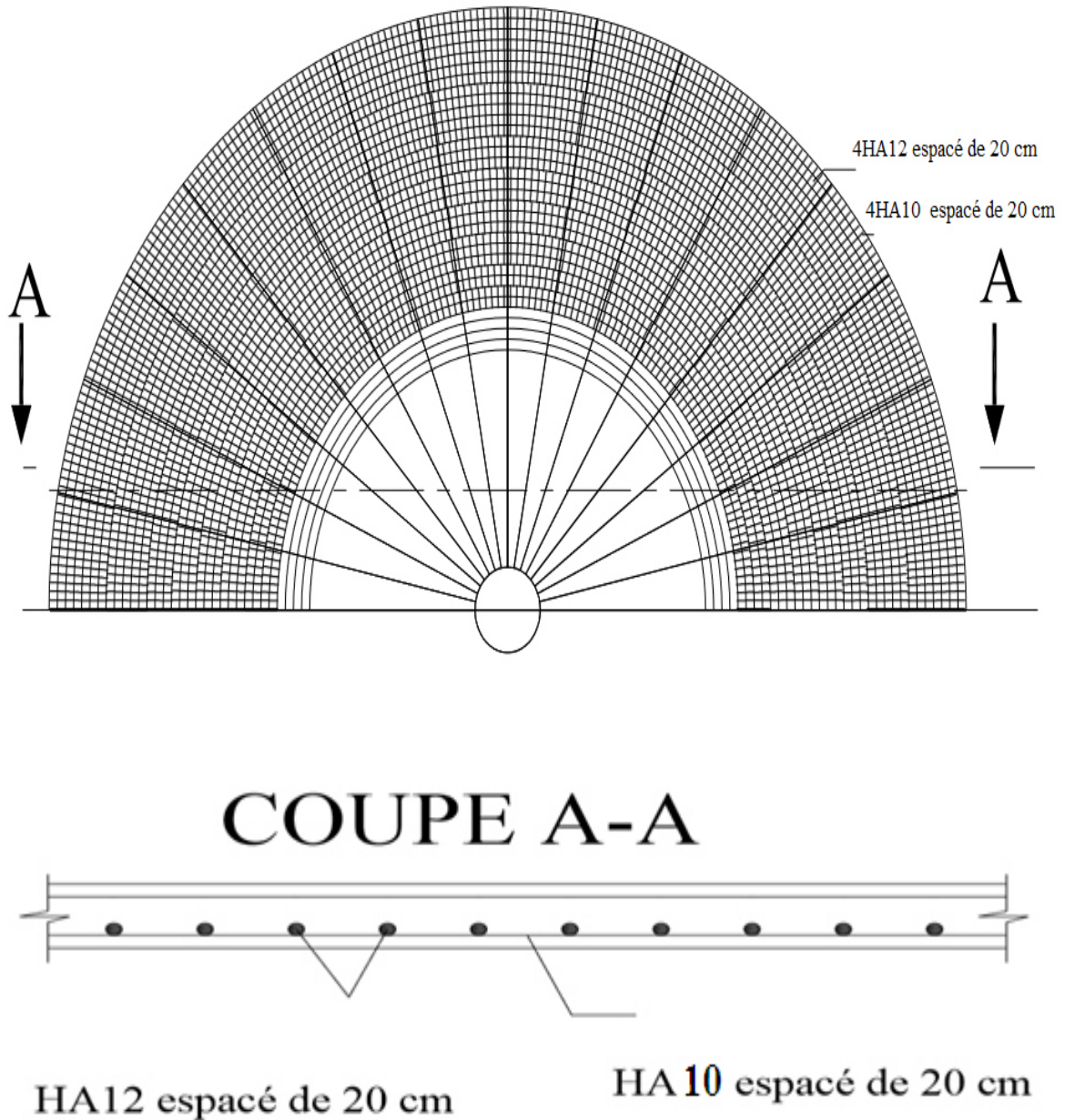


Figure.III.91 : ferrailage de la coupole.

III.7.2 Ferrailage de la poutre de ceinture:

La ceinture calcule comme un anneau à une pression interne (poussée de la coupole)
Cette ceinture est donc soumise à une traction :

$$T = H' \times r = 1 \times 1.6 = 1.6 \text{KN}$$

Cette traction sera absorbée par l'armature circulaire de la ceinture.

➤ **Calcul à l'ELU:**

$$\sigma_{bc} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_{su} \geq \frac{T_u}{\sigma_{bc}} = \frac{1.6 \times 10^3}{348} = 0.046 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à l'ELS:**

La fissuration dans la coupole étant préjudiciable on a:

$$\sigma_s = \min \{ 2/3 \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_{sser} \geq \frac{T_s}{\sigma_s} = 0.08 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition non fragilité:**

a) **Les aciers longitudinaux:**

$$A_{smin} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e} = (25 \times 30) \frac{2.1}{400} = 3.94 \text{cm}^2$$

La section d'acier de ceinture de la coupole est alors :

$$A_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} A_{su} = 0.046 \text{ cm}^2 \\ A_{sser} = 0.08 \text{ cm}^2 \\ A_{smin} = 3.94 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

On convient de prendre **4HA12** totalisant une section de **4.52 cm²**.

b) Les aciers transversaux:

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{1.2}{3} = 0.4 \text{ cm}^2$$

$\phi_t \geq 0.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2$; (2HA8); avec un espacement de 20 cm.

D'après le tableau d'armature pour 1 mètre linéaire on adopte :

- Pour l'armature longitudinal : **4HA12.**
- Pour l'armature transversale : **2HA8.**

III.7.2.1 Schéma de ferrailage de la poutre de ceinture :

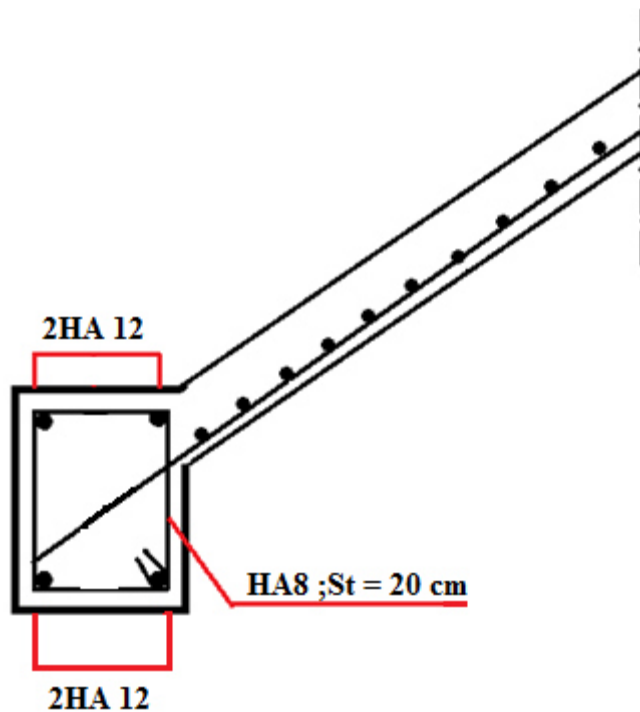


Figure.III.92 : Schéma du ferrailage de la poutre de ceinture.

III.7.3 La coupole de minaret :

III.7.3.1 Calcul des efforts

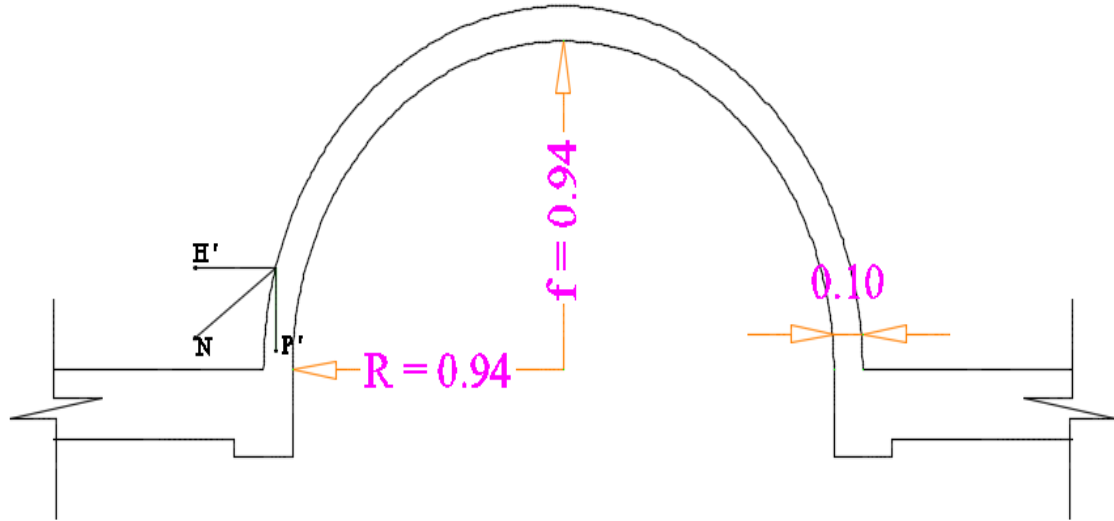


Figure III.93 : Schéma statique de la coupole de minaret .

❖ La charge par mètre linéaire:

$$P' = \frac{p \times R \times f}{r} = \frac{2.5 \times 0.94 \times 0.94}{0.94} = 2.35 \text{ KN/m}$$

❖ La poussée horizontale par mètre linéaire:

$$H' = \frac{p \times r^2}{4 \times f} = \frac{2.5 \times 0.94^2}{4 \times 0.94} = 0.59 \text{ KN/m}$$

❖ L'effort normal par mètre méridien:

$$N = \sqrt{P'^2 + H'^2} = \sqrt{0.88^2 + 0.26^2} = 2.42 \text{ KN/m}$$

III.7.3.2 Ferraillage de la coupole:

a) La contrainte de compression du béton:

$$\sigma_b = \frac{N}{100 \times e + 15 \times A_s} \Rightarrow N_u = 100 \times e \times \sigma_{bu} + 15 \times A_s \times \sigma_{su}$$

$$A_{su} = \frac{N_u - 100 \times e \times \sigma_{bu}}{15 \times \sigma_{su}} = \frac{2.42 \times 10^3 - 1000 \times 100 \times 14.17}{15 \times 348} = -270.99 \text{ mm}^2$$

$$A_{su} = -2.71 \text{ cm}^2$$

b) Les aciers principaux :

$$A_{s \min} \geq 0.2\% \times 100 \times e = 2 \text{ cm}^2$$

On à:

$$A_{s \text{ ad}} \geq \max \{ A_{s \text{ u calculer}} ; A_{s \min} \}$$

$$A_{s \text{ ad}} = 4.52 \text{ cm}^2$$

On convient de prendre 4HA12 totalisant une section de 4.52cm² avec un espacement de 20 cm.

c) Les cerces:

$$A_r = \frac{A_{s \text{ ad}}}{4}$$

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

D'après le tableau d'armature pour 1 mètre linéaire on adopte :

- Pour l'armature longitudinal : **4HA12**
- Pour l'armature transversale : **2HA10**

Comme épaisseur de la coupole est inférieur à 15 cm et conformément au fascicule 74, nous disposerons les armatures en un seul lit.

❖ Comparaison de la contrainte σ_b et $\overline{\sigma}_b$:

$$\sigma_b = \frac{N}{100 \times e} = \frac{2.42 \times 10^3}{100 \times 100} = 0.242 \text{ MPa}$$

➤ **Contrainte admissible dans le béton:**

$$\overline{\sigma}_b \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{e+0.55}{3} f_{c28} = 837.91 \text{ MPa} \\ \frac{100 \times e}{R} (f_{c28})^{1/3} = 31.10 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

On prend : $\overline{\sigma}_b = 31.10 \text{ MPa}$

La contrainte dans le béton est inférieure à la contrainte admissible, on prendra comme section d'acier 0.2% de la section

$$\sigma_b = 0.242 \text{ MPa} \leq 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

III.7.3.3 Schéma de ferrailage de la coupole:

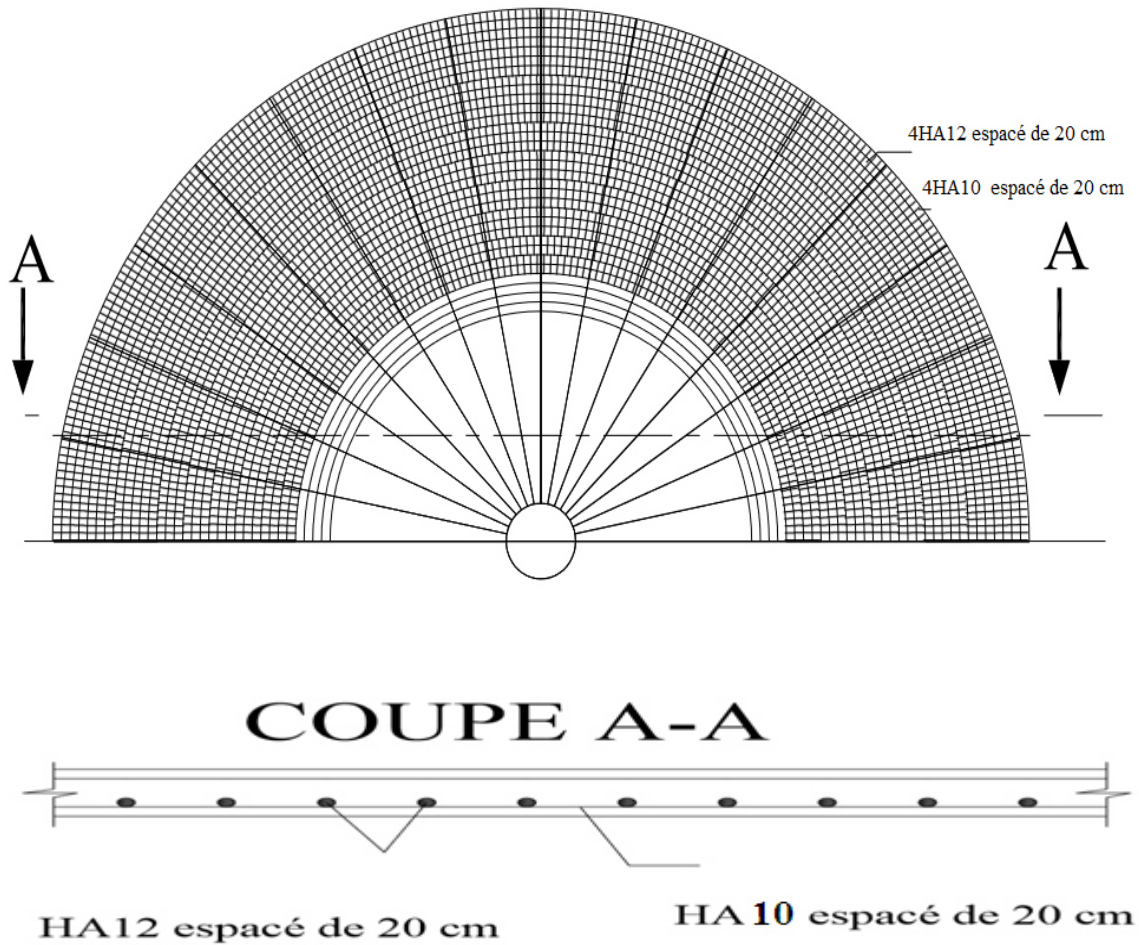


Figure.III.94 : ferrailage de la coupole.

III.7.4 Ferrailage de la poutre de ceinture:

La ceinture calcule comme un anneau à une pression interne (poussée de la coupole)
 Cette ceinture est donc soumise à une traction :

$$T = H' \times r = 0.59 \times 0.94 = 0.55 \text{KN}$$

Cette traction sera absorbée par l'armature circulaire de la ceinture.

➤ Calcul à l'ELU:

$$\sigma_{bc} = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$A_{s u} \geq \frac{T_u}{\sigma_{bc}} = \frac{0.55 \times 10^3}{348} = 0.016 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul à l'ELS :**

La fissuration dans la coupole étant préjudiciable on a:

$$\sigma_s = \min \{ 2/3 \times f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \} = \min \{ 266.67 ; 201.63 \}$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$A_{s \text{ ser}} \geq \frac{T_s}{\sigma_s} = 0.027 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition non fragilité:**

a) **Les aciers longitudinaux:**

$$A_{s \text{ min}} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e} = (25 \times 20) \frac{2.1}{400} = 2.63 \text{ cm}^2$$

La section d'acier de ceinture de la coupole est alors :

$$A_s \geq \max \begin{cases} A_{s \text{ u}} = 0.016 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ ser}} = 0.027 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ min}} = 2.63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On convient de prendre **4HA12** totalisant une section de **4.52 cm²**.

b) **Les aciers transversaux:**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_1}{3} = \frac{1.2}{3} = 0.4 \text{ cm}^2$$

$$\phi_t \geq 0.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1.01 \text{ cm}^2; (2HA8); \text{ avec un espacement de } 20 \text{ cm.}$$

D'après le tableau d'armature pour 1 mètre linéaire on adopte :

- Pour l'armature longitudinal : **4HA12**.
- Pour l'armature transversale : **2HA8**.

III.7.4.1 Schéma de ferrailage de la poutre de ceinture :

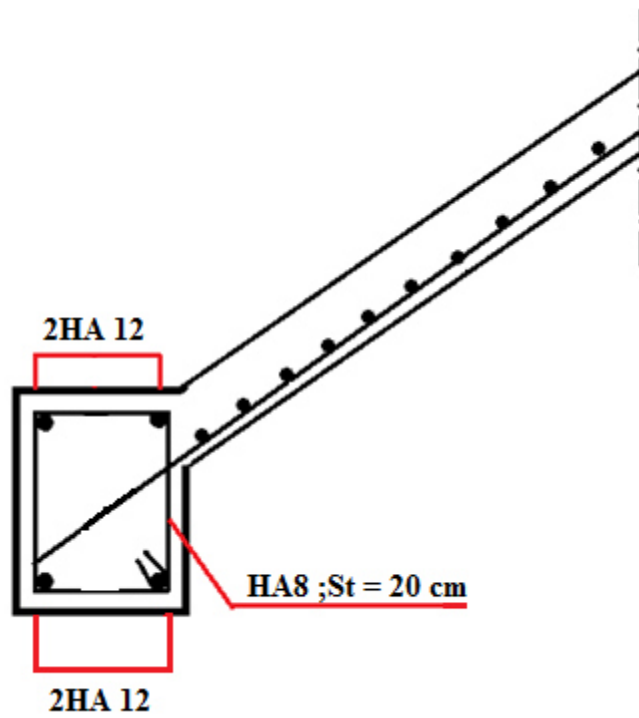


Figure.III.95 : Schéma du ferrailage de la poutre de ceinture.

III.8 Etudes des dalles pleines :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

Dans notre cas on a une dalle à contour rectangulaire, Le calcul de la dalle rectangulaire est fait selon la méthode exposée au CBA 93.

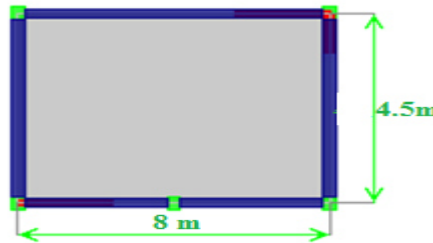


Figure. III.96 : schéma montrant la géométrie de la dalle.

III.8.1 Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul pour tous les panneaux des dalles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau. III.55 : sollicitations de calcul des dalles pleines.

Type des dalles	g (kn/m ²)	q (kn/m ²)	qu=1.35G+1.5Q (kn /m ²)	qs =G+Q (kn/m ²)
Rectangulaire	4,86	1.00	8,06	5,86

III.8.2 Ferrailage de la dalle:

❖ **Détermination des efforts :**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

➤ **1^{ère} cas:** $0 \leq \rho \leq 0.4$ ➡ la dalle porte sur un seul sens.

Avec : $\rho = L_x / L_y$ ➡ $L_x \leq L_y$

$$M_x = qL_x / 8 \quad ; \quad M_y = 0.$$

➤ **2^{ème} cas :** $0.4 \leq \rho \leq 1$ ➡ la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2 \quad . \quad M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

➤ **Pour les panneaux de rive :**

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85.M_x$; $M_{ty} = 0,85.M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = - 0,3.M_x$; $M_{ay} = - 0,3.M_y$)

➤ **Pour les panneaux intermédiaires :**

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75.M_x$; $M_{ty} = 0,75.M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = - 0,5.M_x$; $M_{ay} = - 0,5.M_y$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \text{ (D'après le CBA93).}$$

❖ **Evaluation de l'effort tranchant :**

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour :

Les charges sont uniformément réparties.

$$\text{Pour } \alpha < 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{qLx}{2} \\ V_y = 0 \end{array} \right.$$

$$\text{Pour } \alpha \geq 0.4 \quad \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{qLx}{2} \frac{1}{1 + \alpha/2} \\ V_y = \frac{qLx}{3} \leq V_x \end{array} \right.$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul:

Tableau. III.56 : Moments et efforts tranchants dans la dalle.

	$L_x=4(m)$	$L_y=7.5(m)$		Sens X-X				Sens Y-Y			
		α	μ_x	μ_y	M_{ox}	M_{tx}	M_{ax}	V_x	M_{oy}	M_{ty}	M_{ay}
ELU	0.53	0.092	0.25	11,86	8,9	5,93	12,74	2,97	2,22	1,48	10,75
ELS	0.53	0.096	0.39	9	6,75	4,5	9,29	3,51	2,64	1,74	7,81

Cas où $\alpha < 0.4$: le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans le sens L_x .

Dans le sens L_y on disposera un ferrailage minimale $A_y = A_x/4$ pour des charges uniformément répartie.

Cas où $\alpha \geq 0.4$: le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans les deux sens.

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23.b.d.f_{t28}/f_e = 1.64\text{cm}^2$$

• **Pourcentage minimale:**

➤ **Sens XX**

$$A_{x\ min} = \begin{cases} 6h_0 : FeE\ 500. \\ 8h_0 : FeE\ 400. \\ 12h_0 : (autres\ cas) \end{cases} \quad (\text{En exprimant } h_0 \text{ en mètre}).$$

✓ Suivant le petit côté : $A_x\ min \geq 8h = 8 \times 0.15 = 1.2\ \text{cm}^2$

➤ **Sens YY**

✓ Suivant le grand coté : $A_y\ min \geq 8h [(3-\alpha)/2] = 1.48\ \text{cm}^2$

❖ **Espacement maximal:**

$$S_{t_x} \leq \min(33\ \text{cm}, 3h) \implies S_{t_x} = 25\ \text{cm}$$

$$S_{t_y} \leq \min(45\ \text{cm}, 4h) \implies S_{t_y} = 25\ \text{cm}$$

❖ **Calcul des armatures :**

Tableau. III.57 : Calcul des armatures à L'ELU.

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
$M_U(\text{KN.m})$	8,9	5,93	2,22	1,48
$As' (\text{cm}^2/\text{ml})$	0.00	0.00	0.00	0.00
$As (\text{cm}^2/\text{ml})$	2,18	1,44	0,53	0,36
$As_{min} (\text{cm}^2/\text{ml})$	1.64	1.64	1.64	1.64
Choix des barres/ml	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
$As_{corr} (\text{cm}^2/\text{ml})$	3.14	3.14	3.14	3.14
Espacement (cm)	25	25	25	25

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

❖ Le calcul se fait selon les règles de CBA93, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

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

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.58 : Ferrailage de la dalle.

Zone	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Obser
Travée	6,75	3.14	4713,12	2.92	0,143	4,18	15	C.V
Appuis	4,5	3.14	4713,12	2.92	0,095	2,79	15	C.V

Vérifications des contraintes dans l'acier :

- Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{n * M_{ser} * (d - y)}{I} = 195,06 \text{ MPa} \leq 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{12,74}{0.12 * 1} = 106,16 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \implies 0.106 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation :**

On peut admettre que le calcul de la flèche n'est pas indispensable si toutes les conditions spécifiées précédemment sont vérifiées.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{0.15}{7.5} = 0.02 < 0.0625 \implies \text{CNV}$$

-la première condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

➤ **Calcul de la flèche :**

D'après CBA93:

On a : $\alpha=0.53 > 0.4$ la flèche au centre se calcule de façon suivante :

- On calcule la flèche comme une poutre de portée l_x (petite dimension) de largeur $b=1\text{m}$ et soumise aux moment de flexion de service déterminés dans le sens x
- On multiplie le résultat obtenue par $(1-0,1\alpha)$.

$$f = -(1-0.1\alpha) \frac{5pl^4}{384EI} = 0.947 \frac{5 * 5,86 * 7.5^4}{348 * 20000 * 2.82 * 10^{-1}} = 0.45 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } I = \frac{be^3}{12} = 2.81 \text{ cm}^4$$

$$\bar{f} = \frac{l}{1000} + 0.5 = 1.25 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 1.25 \text{ cm} > f = 0.45 \text{ cm} \implies \text{condition vérifiée}$$

III.8.3 Schéma de ferrailage:

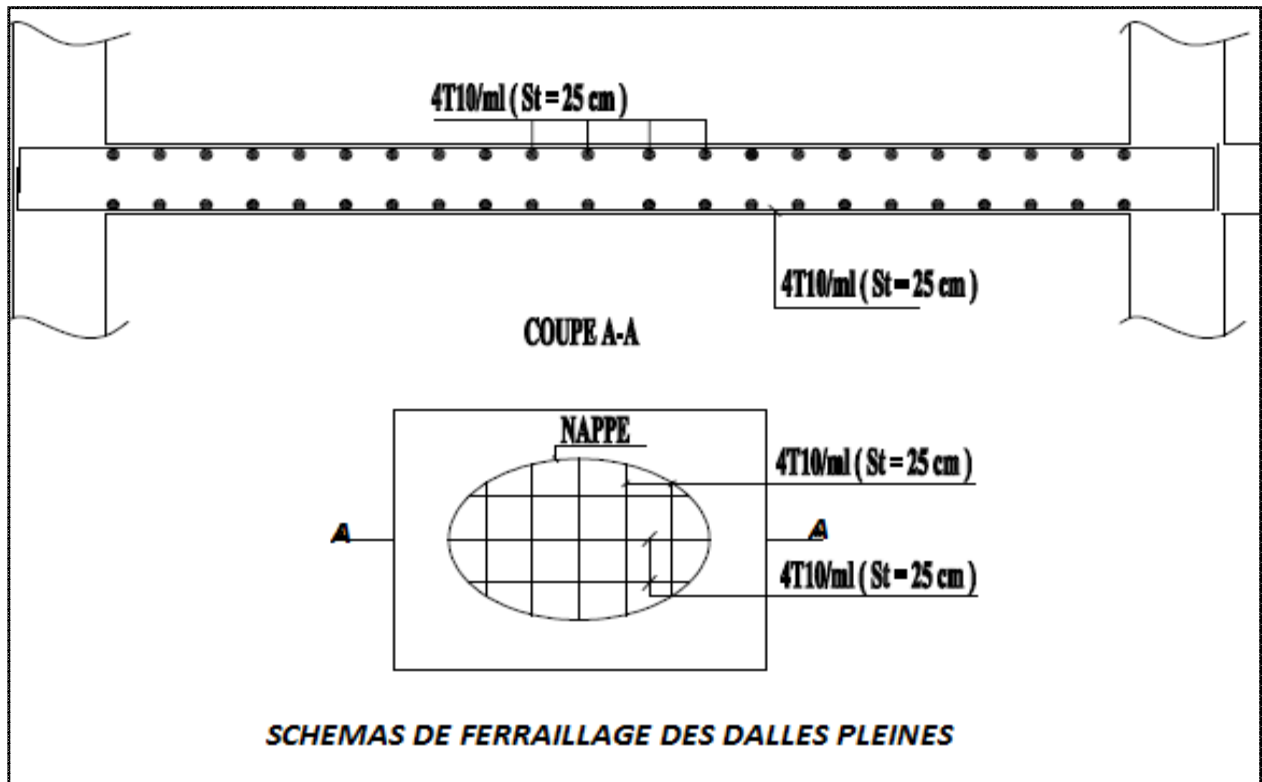


Figure. III.97 : schéma de ferrailage de la dalle.

IV.1 Introduction :

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (**déplacement, effort et période.....**) sous l'effet du séisme.

Le but est en premier lieu d'éviter les pertes humaines, mais aussi d'éviter une catastrophe technologique que des dégâts incontrôlés risqueraient de provoquer, en maintenant la stabilité, l'intégrité ou la fonctionnalité d'installation sensible, stratégique ou potentiellement dangereuse. Dans tous les cas, la meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.2 L'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non- amorties. L'étude dynamique d'une structure, telle qu'elle se présente, est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettront de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.1 Paramètres sismique à prendre en compte ;

IV.2.1.1 Zone sismique:

Le territoire national est divisé en cinq zones de séismicité croissante .Notre structure est implantée dans la wilaya de Bouira qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa). RPA 99/2003

IV.2.1.2 Importance de l'ouvrage (catégorie):

Le niveau de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et son importance. Notre structure est une mosquée recevant du public et pouvant accueillir simultanément plus de 300 personnes donc elle est classée dans le groupe d'usage 1B.

IV.2.2 Méthodes de calcul de l'action sismique:

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.2.1 La méthode statique équivalente:

a) Principe de la méthode:

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

b) Conditions d'application:

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les structures qui satisfont aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zone I et II et zone III.

IV.2.2.2 La méthode modale spectrale:

a) Principe de la méthode:

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b) Conditions d'application:

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

IV.2.3 Choix de la méthode de calcul:

Dans notre structure la méthode statique équivalente est applicable mais pour des raisons de simplicité on fait les calculs par la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.2.4 Modélisation de la structure :

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 (la masse, la rigidité et l'amortissement).

En d'autres termes, la modélisation est la recherche d'un modèle 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.

Notre structure comportée:

a) Une Salle de prière composée de 03 blocs :

1- Bloc A ;

2- Bloc B ;

3- Bloc C ;

b) Salle d'ablutions (inclus dans le bloc B) ;

c) Bureau de l'Imam ;

d) Un minaret.

Etant donné la difficulté et la complexité d'un calcul manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux, l'utilisation de l'outil informatique s'impose dans le cadre de cette étude nous avons adopté pour un logiciel de calcul automatique par élément finis et connu sous le nom ETABS.

IV.2.4.1 Modélisation de la rigidité:

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectuée comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau a été modélisé par un élément fini de type " **Frame** " (Poteaux- Poutres) à deux nœuds (**6 d.d.l** par nœud)
- Les voiles sont modélisés par des éléments " **Shell** " à quatre nœuds.

IV.2.4.2 Modélisation de la masse :

La masse volumique attribuée au matériau constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton armé à savoir **2,5t/m³**.

La masse de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie linéairement aux niveaux des poutres correspondants à leur emplacement.

IV.2.5 Présentation du logiciel ETABS :

ETABS « Extended 3D Analysis of Building Systems » est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique, il est basé sur la méthode des éléments finis.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code,.....etc).

De plus, de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (**plancher, dalle, trumeau, linteau..... etc**). Il permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000**).

IV.2.6 Etapes de modélisation :

Pour modéliser notre bâtiment nous avons considéré les étapes suivantes:

- **1^{er} étape :** Introduction de la géométrie du modèle (position des nœuds, connectivité des éléments).
- **2^{ème} étape :** Spécification des propriétés des éléments de la structure à modéliser (définition et attribution des sections des éléments).

- **3^{ème} étape** : Spécification des conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
- **4^{ème} étape** : Définition des charges appliquées sur la structure à modéliser (Charge verticales et spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- **5^{ème} étape** : Définition et attribution des combinaisons de charges.
- **6^{ème} étape** : Exécution et analyse des résultats en choisissant le nombre de modes propre à prendre en considération.
- **7^{ème} étape** : Création des fichiers de sorties et exploitation des résultats pour la vérification des éléments et calcul de ferrailage.

IV.2.7 Caractéristiques géométriques des blocs :

La salle de prière comporte 3 blocs :

a) Salle de prière bloc B :

Le bloc est composé de 3 niveaux (R + 1 + terrasse inaccessible) dont les caractéristiques géométrique en plan sont représenté dans la figure suivant :

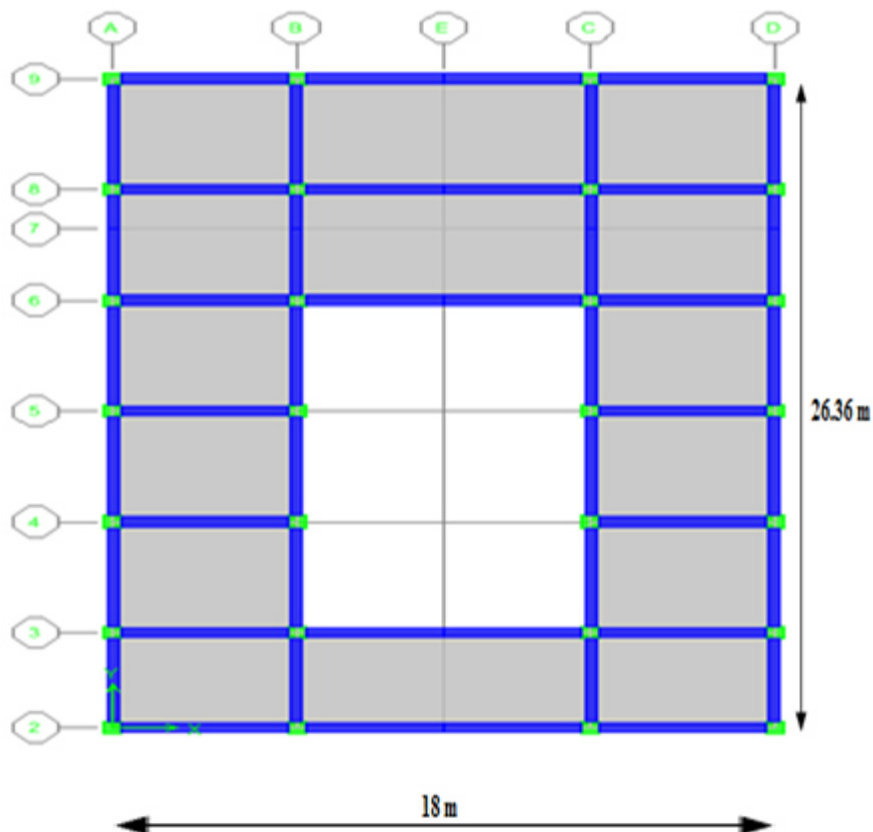


Figure. IV.1 :Dimensions en plan salle de prière.

b) Salle de prière bloc A (ou C) :

Le bloc est composé de deux niveaux dont les caractéristiques géométrique en plan sont représenté dans la figure suivant :

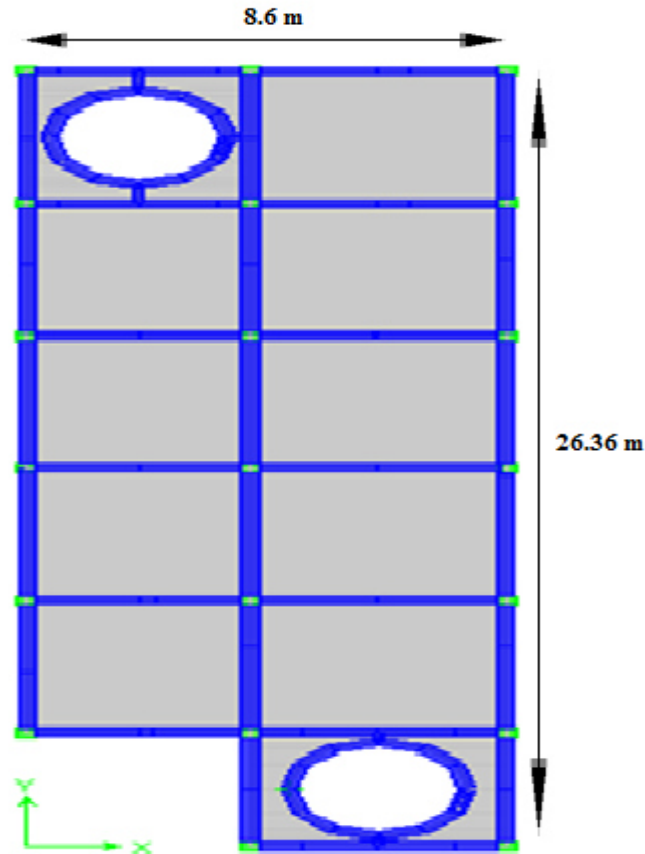


Figure. IV.2 : Dimensions en plan Le bloc A (ou C).

c) Le bureau d'Imam :

Est composé d'un seul niveau terrasse inaccessible dont les caractéristiques géométrique en plan sont représenté dans la figure suivant :

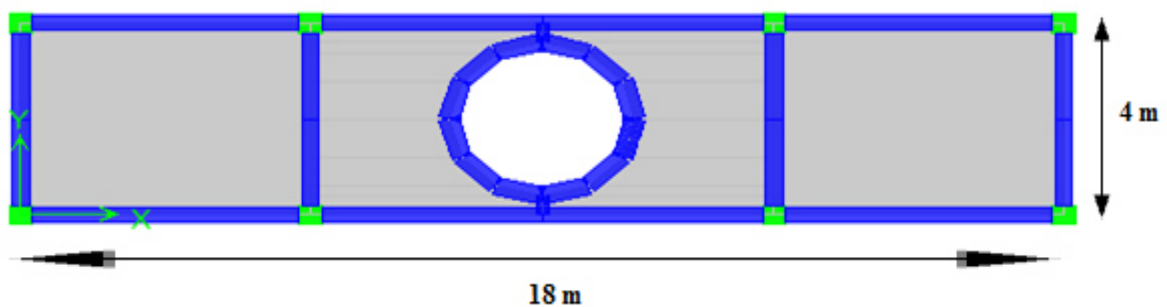


Figure. IV.3 : Dimensions en plan de bureau d'Imam.

d) Le minaret:

Le bloc est composé de R+4 avec terrasse accessible dont les caractéristiques géométrique sont représenté dans la figure suivant :

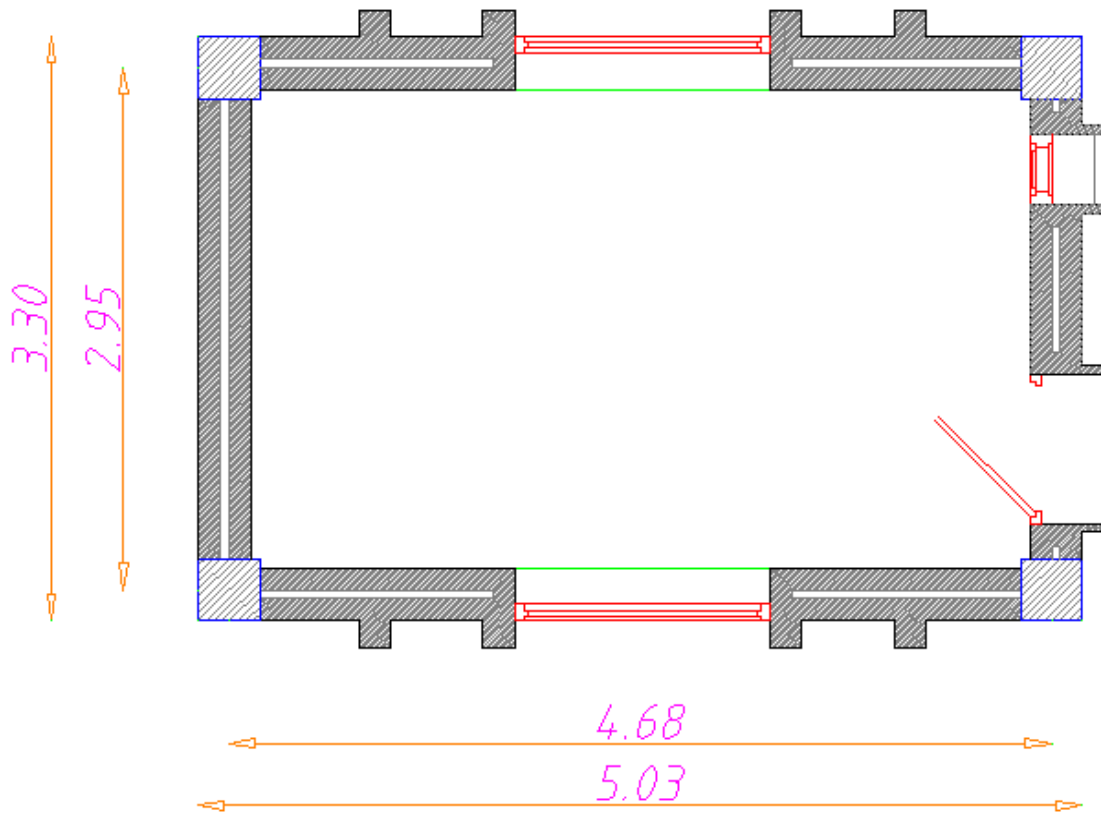


Figure. IV.4 : Dimensions en plan le minaret.

IV.2.8 Le spectre de réponse de calcul RPA99/2003:

L'action sismique est représenté par le spectre de calcule suivant :

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

A : coefficient d'accélération de la zone.

Q : facteur de qualité.

T_1 et T_2 : La période caractéristique associée à la catégorie du site.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement.

IV.2.8.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

a) Coefficient d'accélération de zone (A) :

Ce coefficient est donné par le tableau (4.1) RPA99/2003 suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment pour tous les blocs A, B, C, le bureau d'Imam et le minaret.

Dans notre cas on a :

{	Groupe d'usage 2	⇒	A = 0.20
	Zone sismique II _a		

Tableau. IV.1 : Valeur de coefficient d'accélération de la zone.

Groupe	ZONE I	ZONE II _a	ZONE II _b	ZONE III
1A	0,12	0,25	0,30	0,40
1B	0,10	0,20	0,25	0,30
2	0,08	0,15	0,20	0,25
3	0,05	0,10	0,14	0,18

b) Le coefficient de comportement global de la structure:

La valeur de coefficient de comportement globale de la structure est donnée par le tableau (4.3) RPA99/2003 en fonction du système de contreventement de la structure, on suppose que notre structure est contreventée par :

- ❖ Des Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie (salle de prière) : R = 5.
- ❖ Système fonctionnent en console verticale à masses réparties (minaret) : R = 2.

c) Le facteur de qualité:

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- ✓ La redondance et 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 est déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4 RPA99/ version2003).

➤ **Conditions minimal sur les files de contreventement:**

D'après le RPA99/version2003, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1.5

a) **Sens longitudinal (3 travées):**

$$\left. \begin{array}{l} 5.00/8.00 = 0.62 < 1.5 \\ 8.00/5.00 = 1.6 > 1.5 \end{array} \right\} \text{ Critère non observé } P_q = 0.05 ;$$

b) **Sens transversal (7 travées):**

$$\left. \begin{array}{l} 4.00/3.86 = 1.03 < 1.5 \\ 3.86/4.5 = 0.85 < 1.5 \\ 4.5/4.5 = 1.00 < 1.5 \end{array} \right\} \text{ Critère observé } P_q = 0 ;$$

➤ **Redondance en plan:**

Notre structure devra avoir en plan au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

a) **Sens longitudinal (4files) :**

$$L_{\max}/L_{\min} = 8.00/5.00 = 1.6 > 1.5 \longrightarrow \text{ Critère non/observé } P_q = 0.05$$

b) **Sens transversal (8files) :**

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

$L_{max}/L_{min} = 4.50/3.86 = 1.16 < 1.5$ Critère observé $P_q = 0$

➤ **La régularité en plan:**

D'après l'article 3.5.a du RPA99/version2003 On calcul:

$0.25 < L_x/L_y = 0,59 < 4 \dots \dots \dots CV$

Donc : la régularité en plan est vérifiée.

➤ **Régularité en élévation:**

D'après l'article 3.5.b du RPA99/version2003, la structure est classée régulière en élévation, **donc** : $P_q = 0$

Donc : L'ouvrage est classé comme régulier en plan et régulier en élévation.

➤ **Contrôle de la qualité des matériaux:**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés

➤ **Contrôle de la qualité d'exécution:**

Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux, on considère que ce critère est observé : $P_q = 0$

Le tableau .IV.2. Résume les valeurs des pénalités pour les 3 blocs et le minaret :

Tableau.IV.2 : Valeurs des pénalités P_q .

	Salle de prière			Le
	Bloc A,C	Bloc B	Bureau d'Imam	minaret
Critère « q »	P_q	P_q	P_q	P_q
Condition minimales sur les files de contreventement.	0.05	0.05	0.05	0.05
Redondance en plan.	0.05	0.05	0.05	0.05
Régularité en plan.	0.00	0.00	0.00	0.00
Régularité en élévation.	0.00	0.00	0.00	0.00
Contrôle de la qualité des matériaux.	0.05	0.05	0.05	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution.	0.0	0.0	0.0	0.00
Facteur de qualité (Q)	1.15	1.15	1.15	1.15

a) La période caractéristique associée à la catégorie du site:

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie de site sont données par le tableau (4.7) RPA99/2003. Pour un site ferme on a : $T_1 = 0.15$ et $T_2 = 0.50$

b) La période fondamentale de la structure:

La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formule empirique ou calculée par des méthodes analytique ou numériques

La formule empirique à utiliser est la suivante :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Avec :

h_N : la hauteur total de la structure mesurée à partir de la base

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau (4.6) RPA99/2003.

Pour une structure contreventée partiellement ou totalement par des Portiques auto stables :

- ❖ Sans remplissages en maçonnerie (la salle de prière): $C_T = 0.075$
- ❖ Avec remplissages en maçonnerie (le bureau et le minaret): $C_T = 0.05$

Le tableau .VI.3. Résumé les valeurs de la période fondamentale pour les trois blocs :

Tableau. IV.3 :La période fondamentale de la structure.

Eléments	Salle de prière		Bureau d'Imam	Le minaret
	Bloc A et C	Bloc B		
$h_N(m)$	9.08	11.53	5.08	19.79
$T(Seconde)$	0.4	0.47	0.17	0.61

c) Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \longrightarrow & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & \longrightarrow & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \eta (T_2 / T)^{2/3} (3 / T)^{5/3} & \longrightarrow & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T₂ : Périodes caractéristiques associée à la catégorie du site. Elle est donnée par le tableau (4.7 du RPA 99/version 2003).

η : le facteur de correction d'amortissement donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}}$$

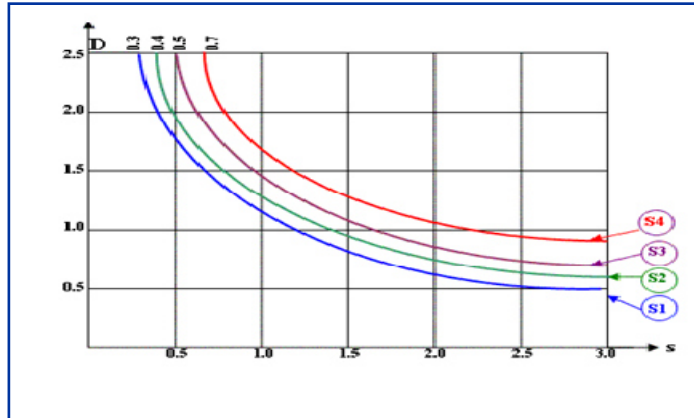


Figure IV.5 : Facture d'amplification dynamique.

Tableau. IV.4 : Coefficient d'amortissement critique.

Remplissage	Portique		Voile ou murs
	Béton Armé	Acier	
Léger	6	4	Béton Armé / Maçonnerie
Dense	7	5	10

Où $\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, dans notre cas on a un système de contreventement portique auto stable avec remplissages en maçonnerie rigide

Donc on prend d'après le tableau (4.2) RPA99/2003: $\xi(\%) = 7 \%$. pour les trois blocs :

Alors : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + 7)}} = 0.8819$

D'autre part on a $a_0 < T < T_2$ Seconde

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

donc: $D = 2.5\eta = 2.5 \times 0.8819 = 2.205$

Tableau. IV.5 : Facteur d'amplification dynamique moyenne.

	Salle de prière	Le minaret
T(Seconde)	0.34	0.70
D	2.205	1.52

Pour introduire le spectre de réponse dans l'ETABS pour les trois blocs on utilise l'application RPA qui donne :

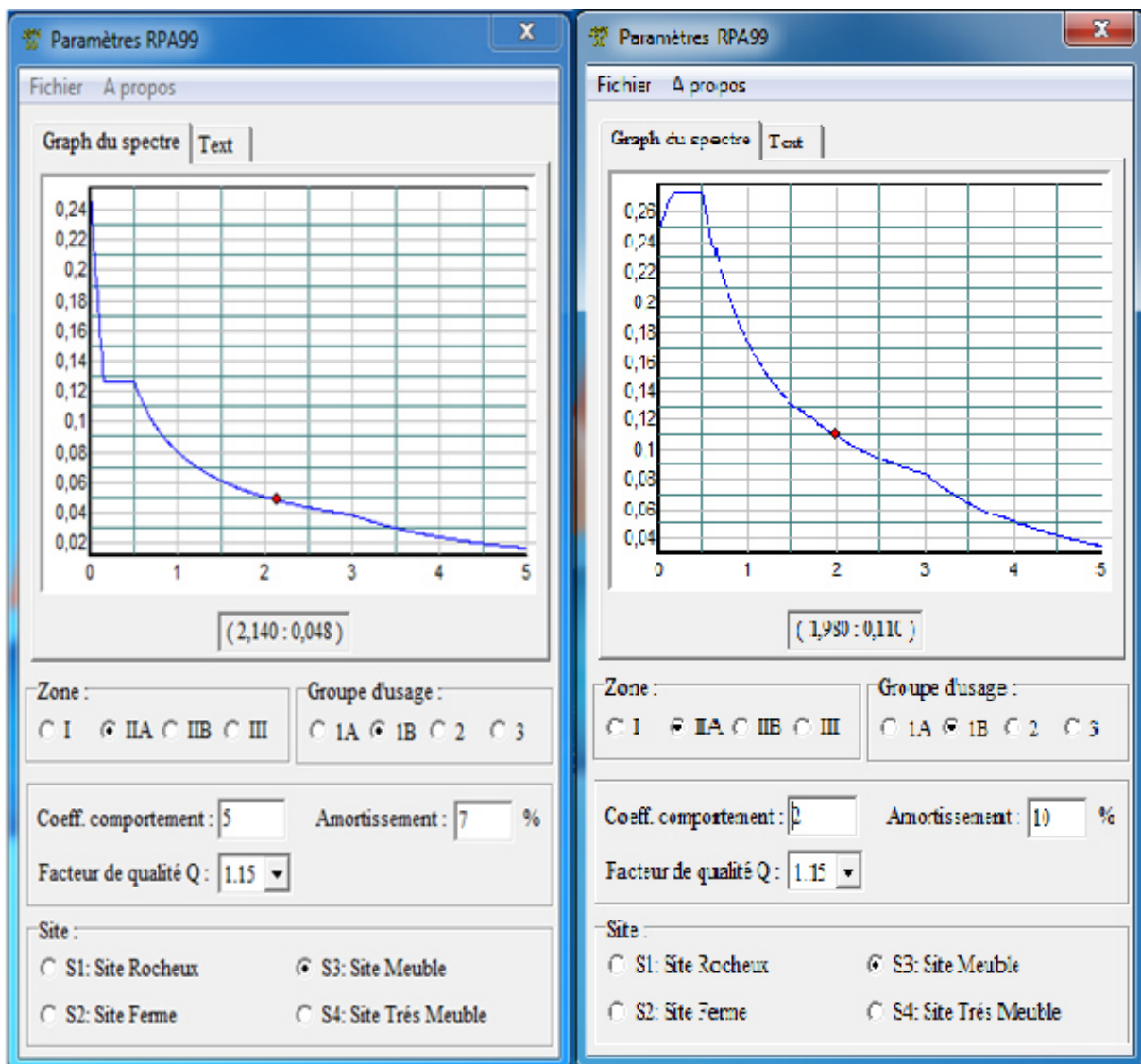


Figure. IV.6 : Spectre de réponse de calcul salle de prière (bloc A, B, C et le bureau) et le minaret.

d) Poids total de la structure (W) :

W : est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (**i**) :

$$W = \sum W_i$$

Avec :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixes solidaires à la structure.

W_{Qi} : charges 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 (RPA99 version 2003).

Dans notre cas, (bâtiments recevant de public temporairement) $\beta = 0,30$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0,3W_{Qi}$

$$\Rightarrow W_i = 8669.05 \text{ KN}$$

Tableau. IV.6:Résumé des résultats.

PARAMETRE	A	Dx	Dy	Q	R	W(KN)	T _x (s)	T _y (s)	η
Valeur numériques	0.2	2.226	2.226	1.15	5	8669.96	0.15	0.5	0.881

e) Nombre de modes à considérer:

Selon le RPA 99 / version 2003 (Art 4.3.4) pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- ✓ Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

1) salle de prière bloc B:

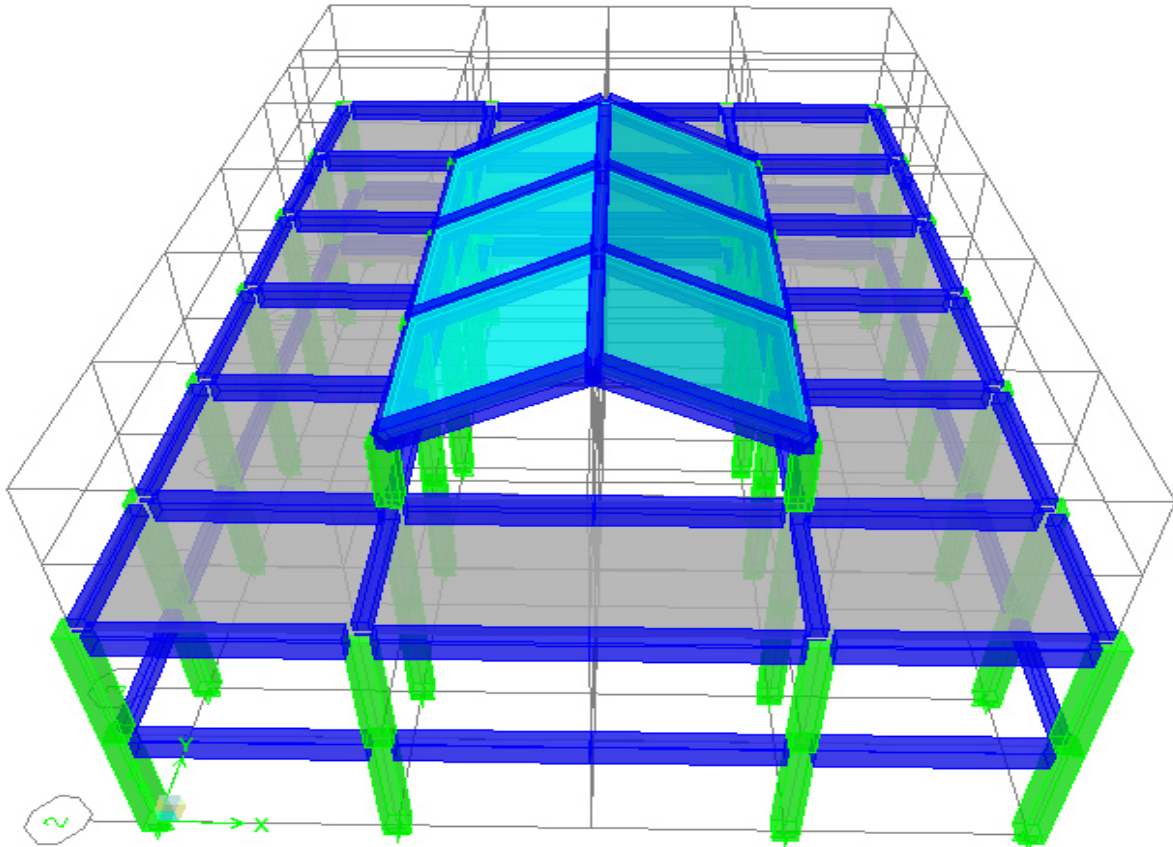


Figure. IV.7 : salle de prière « Bloc B » (Vue 3D).

D'après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.7 : Mode de vibration et taux de participation massique salle de prière (Bloc B).

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.322632	0	92.09	0	92.09	0	0
2	0.281563	93.05	0	93.05	92.09	0.83	0.83
3	0.246187	0.48	0	93.53	92.09	92.06	92.9

D'après les résultats de tableau (IV.7) on constate que :

- ✓ La période de calcul automatique est : $T_{dyn} = 0.3226$ Seconde

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

$$T_{cal} = 1.30T = 0.61\text{Seconde}$$

Donc :

$$T_{dyn} = 0.3226 < T_{cal} = 0.61 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (YY) et (XX) successivement.
- ✓ Le troisième mode c'est un mode de rotation selon (ZZ).

Les trois premières modes de vibration de la structure sont représenté dans les figures suivant :

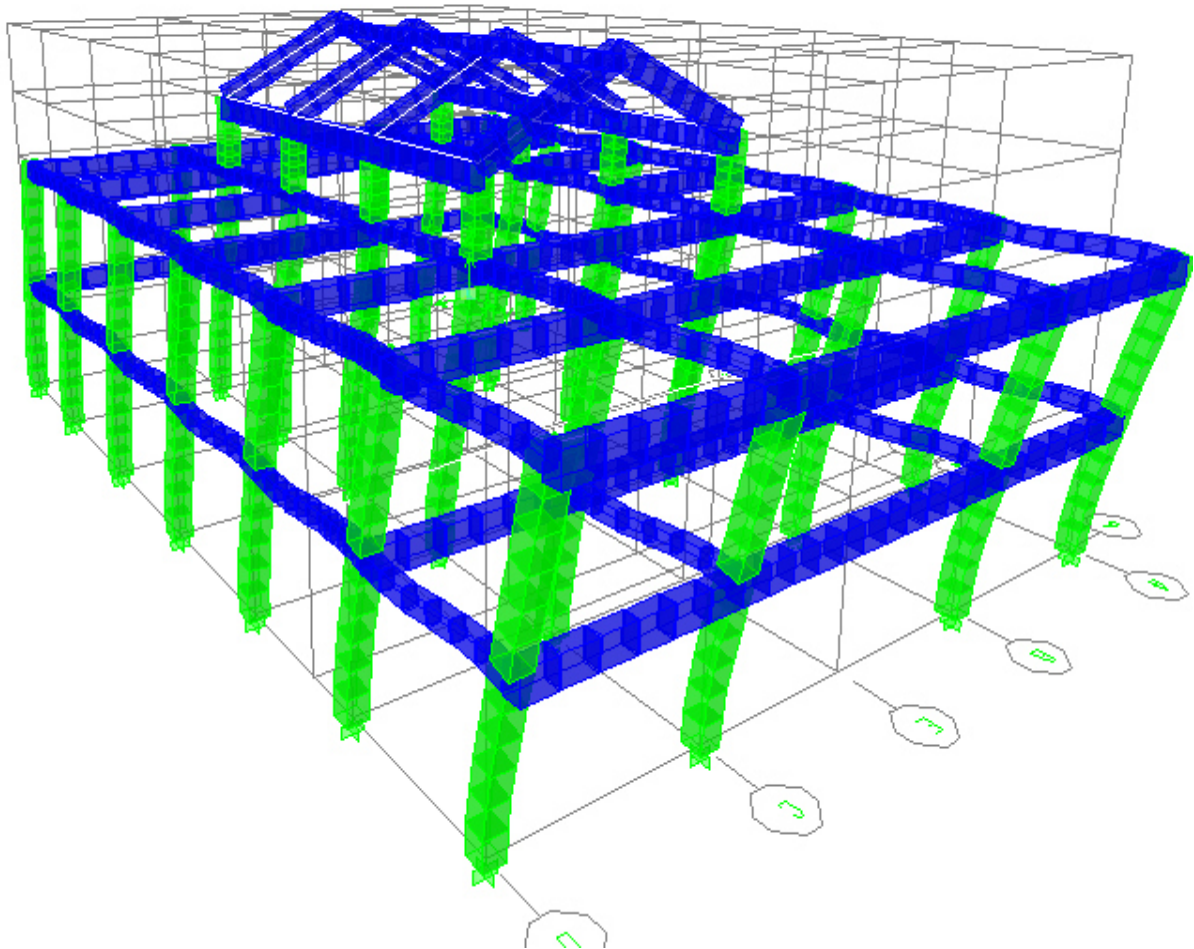


Figure.IV.8 :Premier mode (translation YY) bloc B (Vue 3D) T =0.3226.

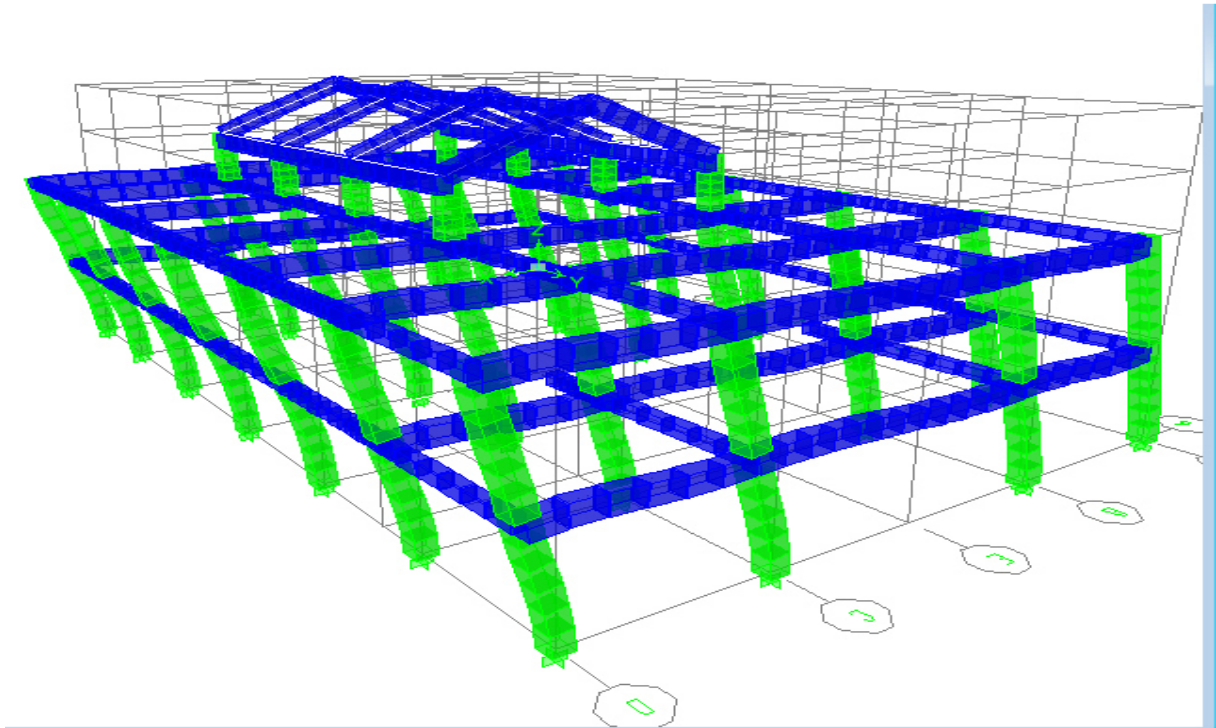


Figure. IV.9 :Deuxième mode (translation XX) bloc B (Vue 3D) $T = 0.2816s$.

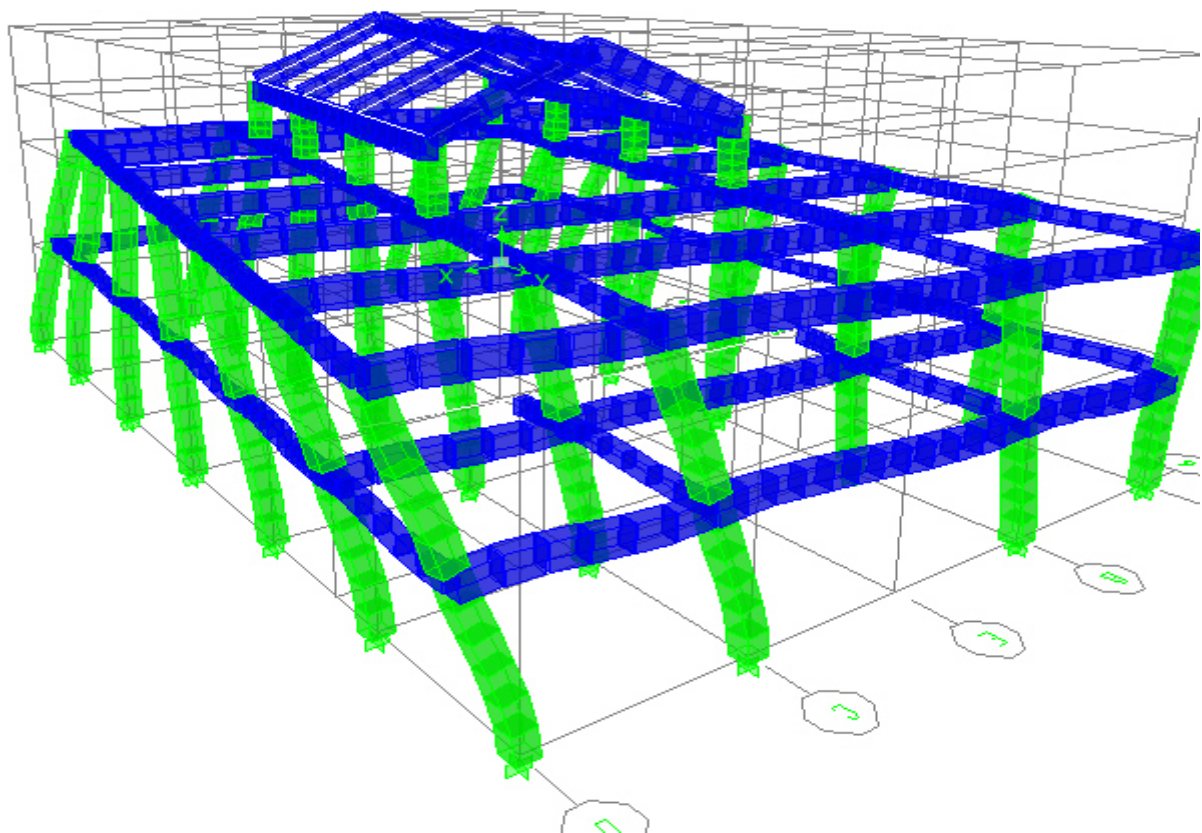


Figure. IV.10 :Troisième mode (Rotation ZZ) bloc B (Vue 3D) $T = 0.2462s$.

2) Salle de prière bloc A (ou C):

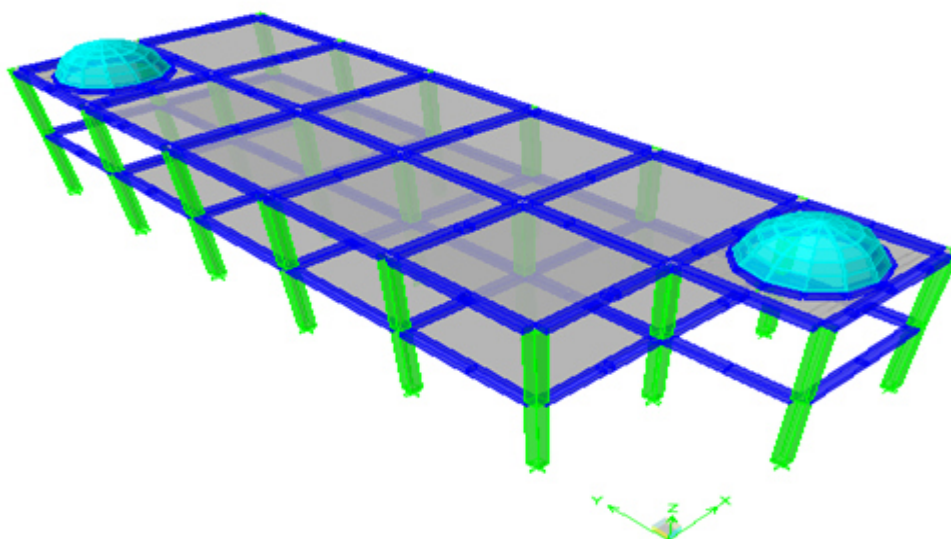


Figure. IV.11 : Salle de prière « Bloc A »(Vue 3D).

D'après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau.IV.8 : Mode de vibration et taux de participation massique de BLOC A.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.439312	10.40	78.40	10.40	78.40	1.38	1.38
2	0.4357	76.03	11.41	86.44	89.81	2.99	4.37
3	0.38825	3.56	0.21	90.00	90.02	86.05	90.43

D'après les résultats de tableau (IV.8) on constate que :

✓ **La période de calcul automatique est :**

$$T_{dyn} = 0.4393 \text{ Seconde}$$

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

$$T_{cal} = 1.30T = 0.52 \text{ Seconde}$$

Donc :

$$T_{dyn} = 0.4393 < T_{cal} = 0.52 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (XX) et (YY) successivement.
- ✓ Le troisième mode c'est un mode de rotation

Les trois premières modes de vibration de la structure sont représenté dans les figures suivant :

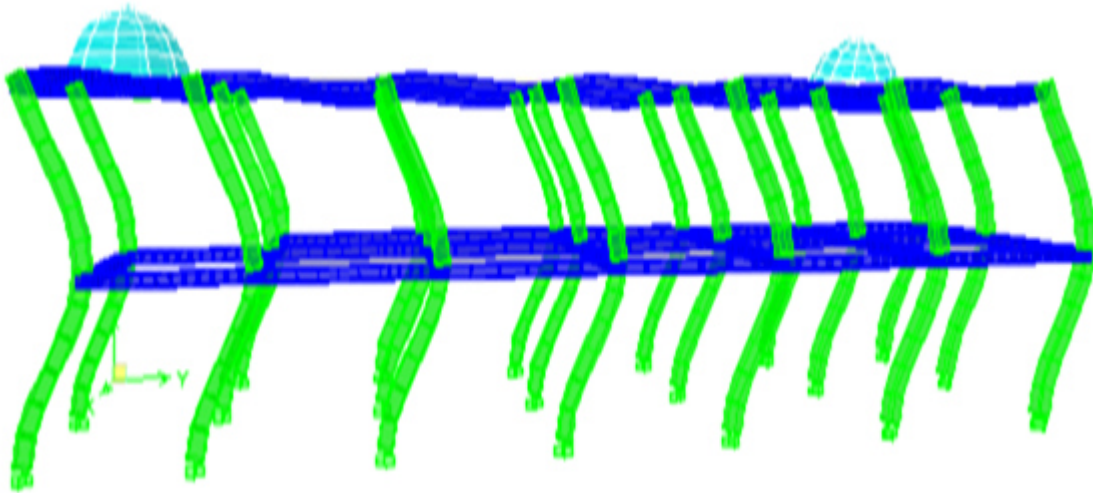


Figure. IV.12 : Premier mode (translation YY) de bloc A (Vue 3D) $T = 0.4393$ s.

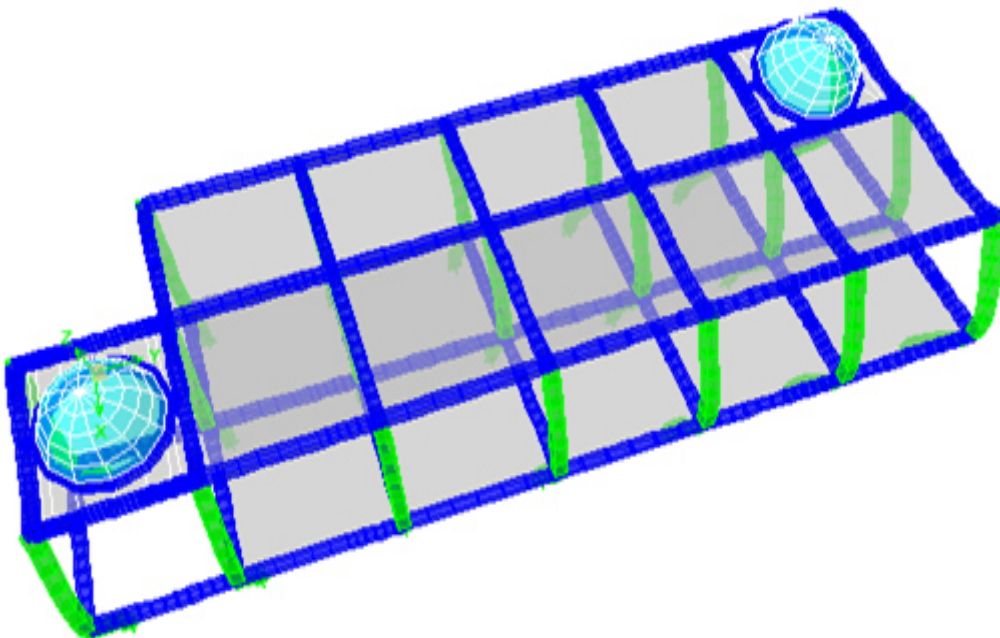


Figure. IV.13 : Deuxième mode (translation XX) de bloc A (Vue 3D) $T = 0.4357$ s.

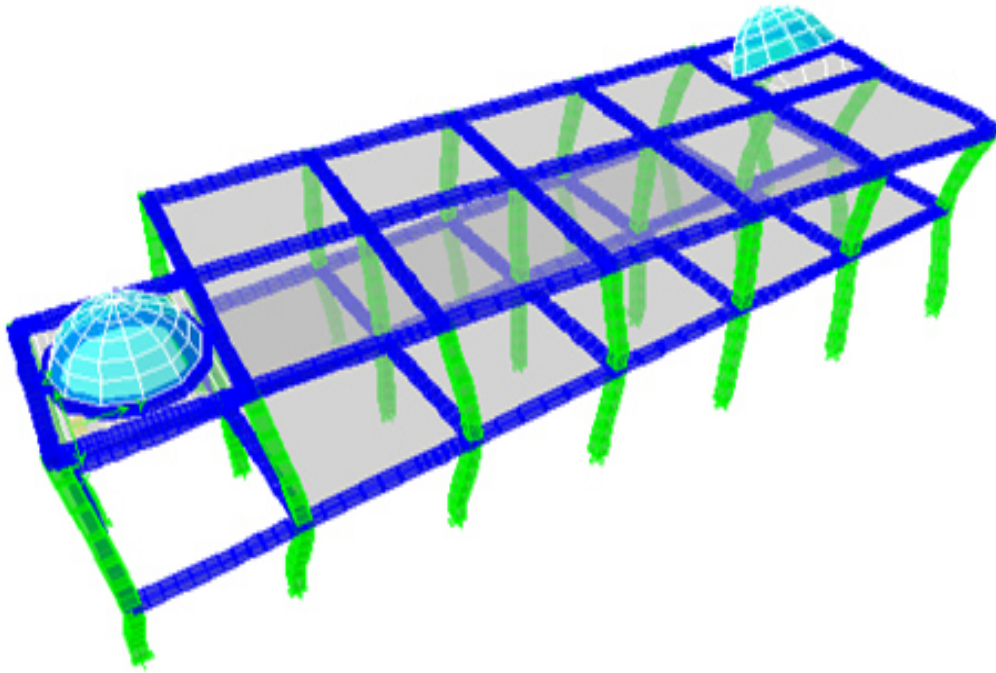


Figure. IV.14 : Troisième mode (Rotation ZZ) de bloc A (Vue 3D) $T = 0.3882s$.

3) **Le bureau d'IMAM:**

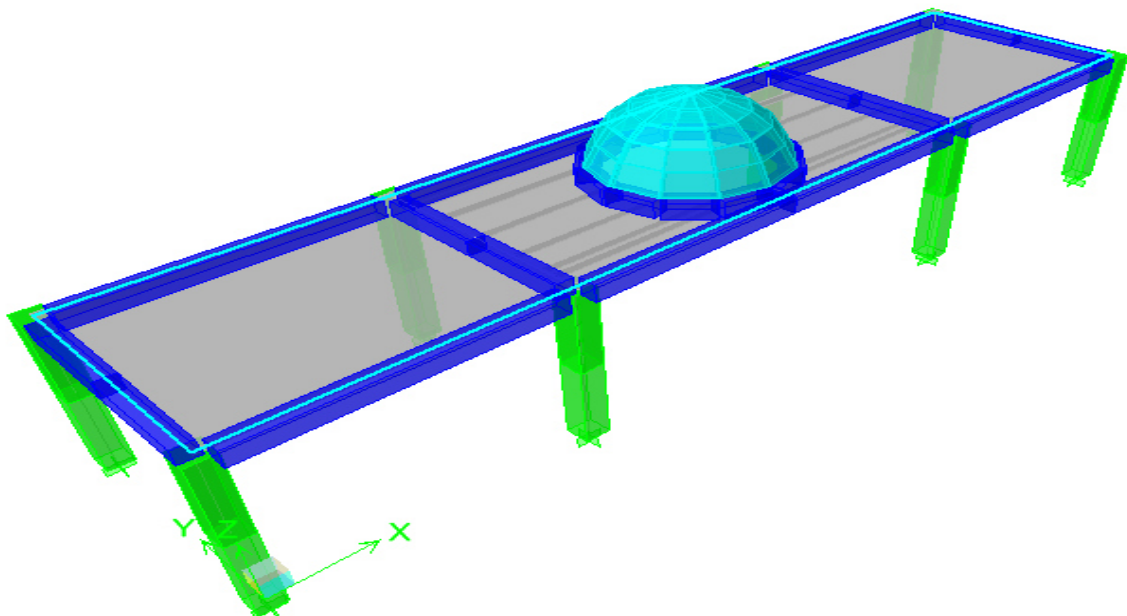


Figure. IV.15 : le bureau d'IMAM (Vue 3D).

D'après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.9 :Mode de vibration et taux de participation massique de bureau d'IMAM.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.169907	0	99.99	0	99.99	0	0
2	0.157207	99.65	0	99.65	99.99	0.12	0.12
3	0.134545	0	0	99.65	99.99	100	100

D'après les résultats de tableau (IV.9) on constate que :

✓ **La période de calcul automatique est :**

$$T_{\text{dyn}} = 0.1699 \text{ Seconde}$$

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

$$T_{\text{cal}} = 1.30T = 0.22 \text{ Seconde}$$

Donc :

$$T_{\text{dyn}} = 0.1699 < T_{\text{cal}} = 0.22 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- ✓ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (YY) et (XX) successivement.
- ✓ Le troisième mode c'est un mode de rotation selon (ZZ).

Les trois premières modes de vibration de la structure sont représenté dans les figures suivant :

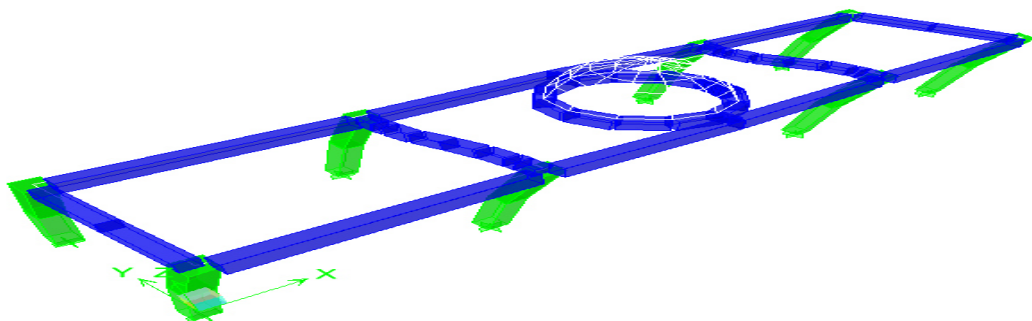


Figure. IV.16 :Premier mode (translation YY) le bureau d'IMAM (Vue 3D) $T = 0.1699 \text{ s}$.

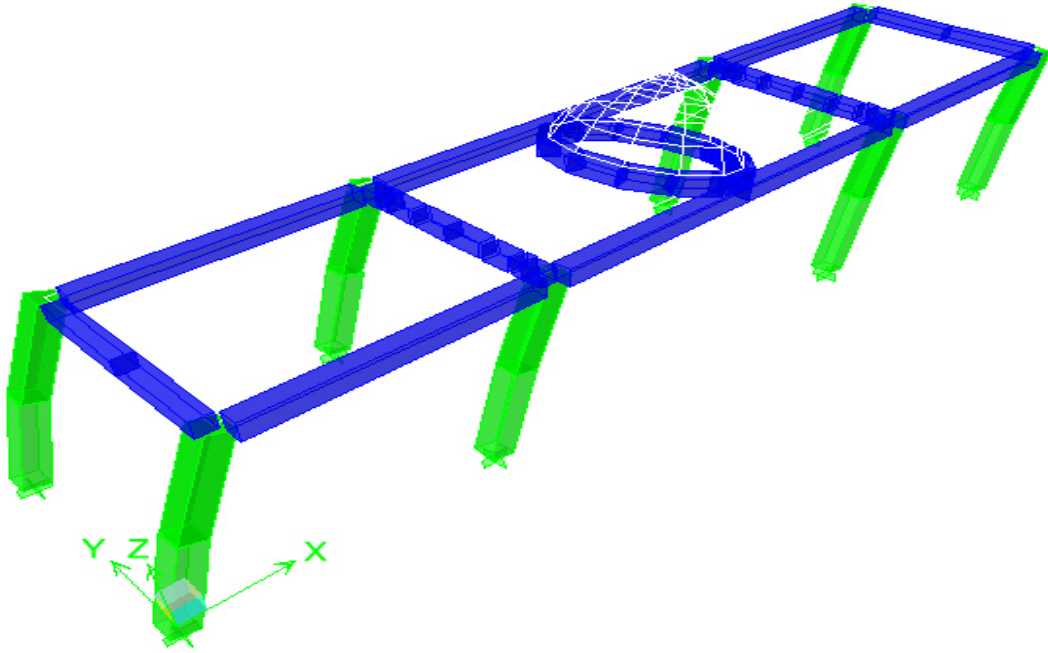


Figure. IV.17 :Deuxième mode (translation XX) le bureau d'IMAM (Vue 3D) $T = 0.1572s$

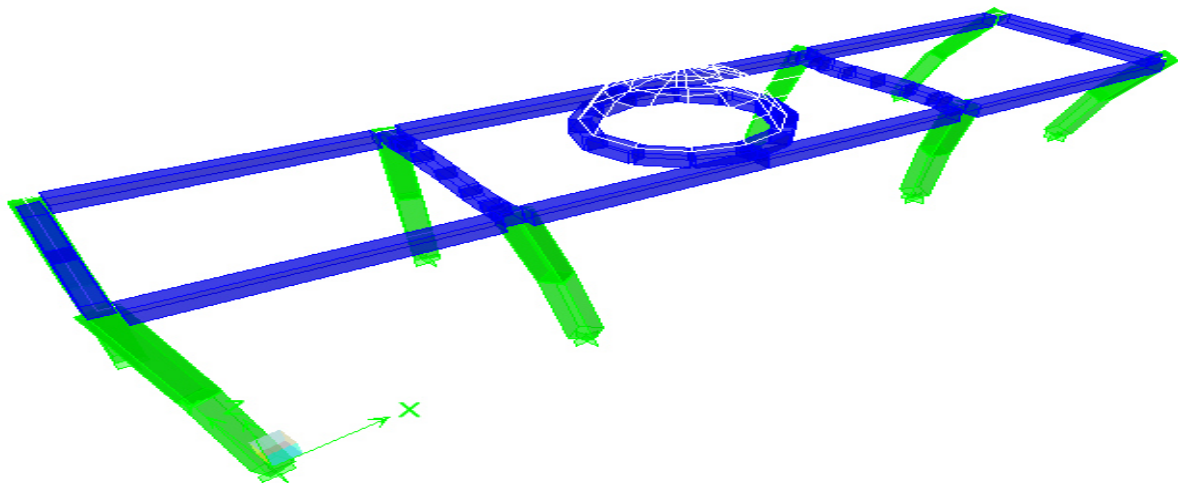


Figure. IV.18 : Troisième mode (Rotation ZZ)le bureau d'IMAM (Vue 3D) $T = 0.1345 s$.

4) Le minaret:

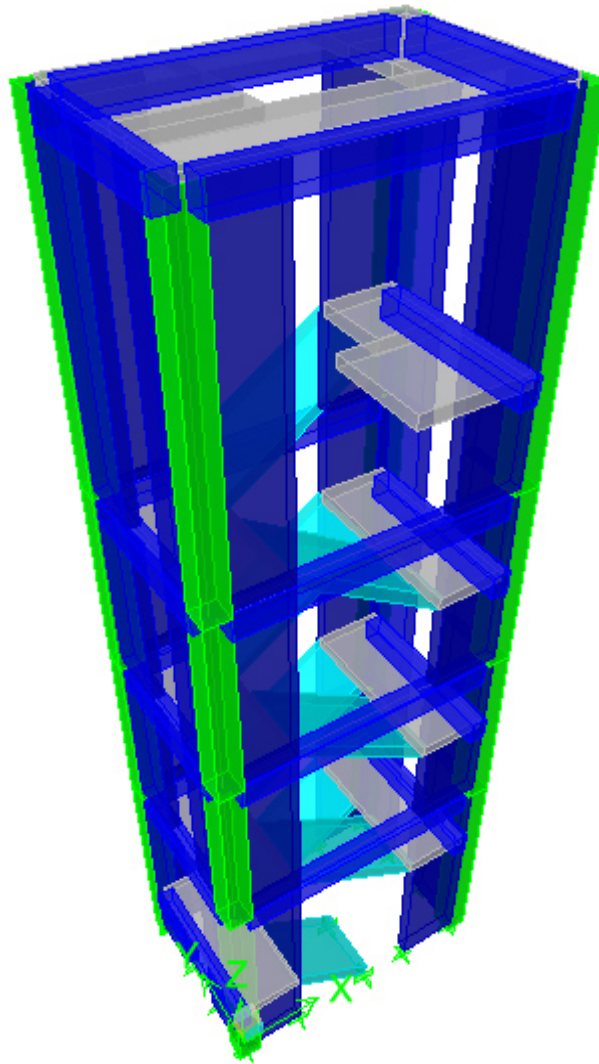


Figure. IV.19 : la vue de minaret en 3D.

D'après l'analyse automatique on tire les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau. IV.10 : Mode de vibration et taux de participation massique de minaret.

Mode	Période	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
1	0,675303	0,28	74,93	0,28	74,93	0,14	0,14
2	0,544571	72,09	0,31	72,37	75,24	0,16	0,30
3	0,415883	0,29	0,02	72,66	75,26	78,92	79,22
4	0,186899	0,06	17,96	72,72	93,22	0,01	79,23
5	0,184092	19,63	0,05	92,35	93,27	0,19	79,42

D'après les résultats de tableau (IV.10) on constate que :

✓ **La période de calcul automatique est :**

$$T_{\text{dyn}} = 0,6753 \text{ Seconde}$$

D'après le RPA 99/2003 la période de calcul de la structure T_{dyn} doit être inférieure à la période calculée par les formules empiriques, avec une majoration de la période calculée par 30 %.

On a :

$$T_{\text{cal}} = 1.30T = 0.8 \text{ Seconde}$$

Donc :

$$T_{\text{dyn}} = 0.6753 < T_{\text{cal}} = 0.8 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Le premier et deuxième mode sont des modes de translation suivant les sens (XX) et (YY) successivement.

✓ Le troisième mode c'est un mode de rotation solen (ZZ).

Les trois premières modes de vibration de la structure sont représenté dans les figures suivant :

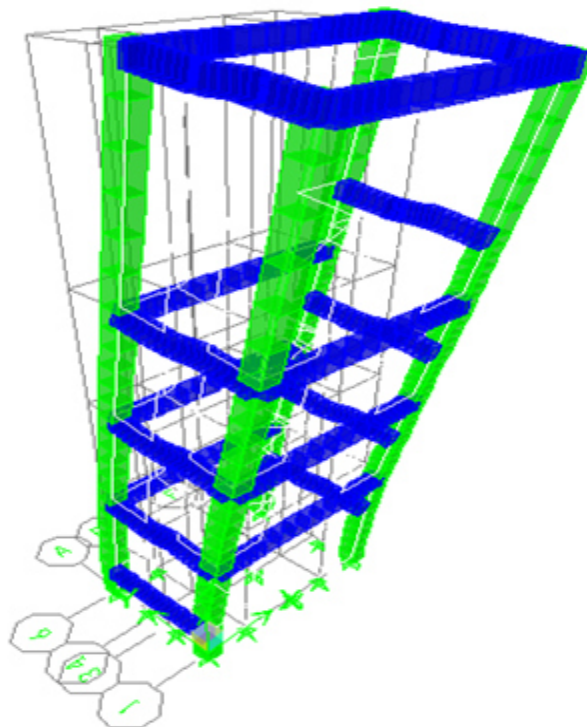


Figure. IV.20 : Premier mode (translation YY) de minaret (Vue 3D) $T = 0.6753s$.

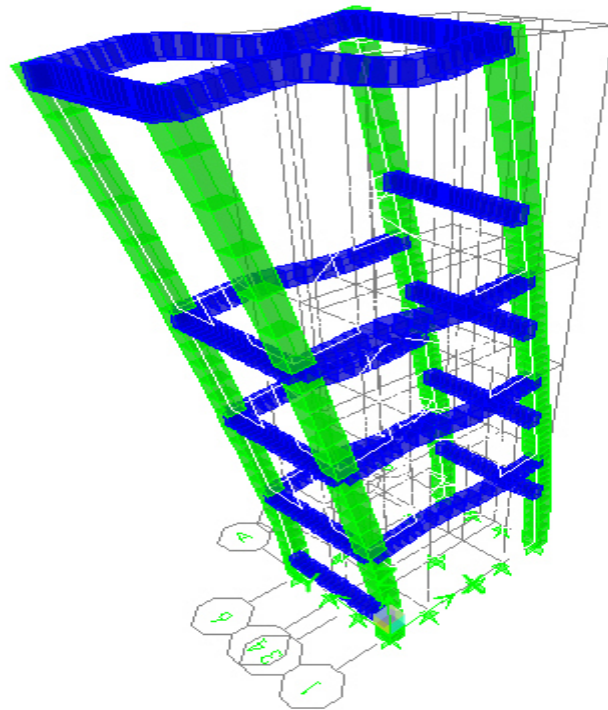


Figure. IV.21 :Deuxième mode (translation XX) de minaret (Vue 3D) $T = 0.5445s$

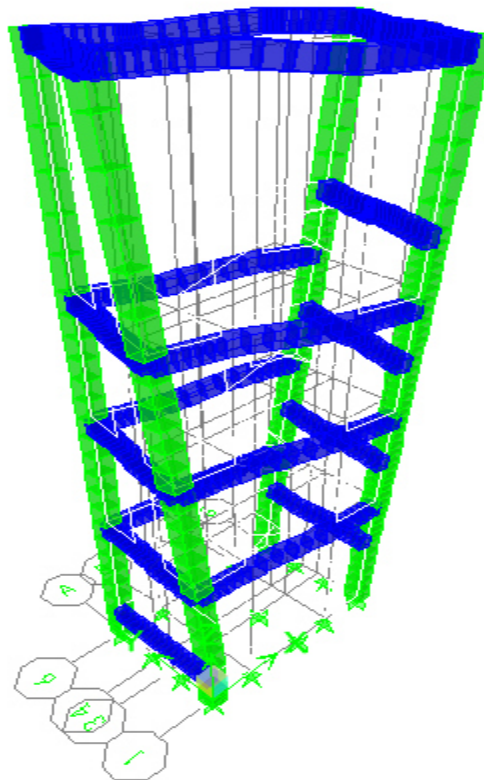


Figure. IV.22 :Troisième mode (Rotation ZZ) de minaret (Vue 3D) $T = 0.4158s$.

IV.2.9 Détermination du poids total de la structure:

On tire les masses de chaque étage à partir de l'ETABS (Display ⇒ Show tables ⇒ diaphragm Mass Data), l'ETABS donne les masses de chaque étage en tonne donc :

On a :

le poids = la masse × L'accélération de la pesanteur

$$\text{D'où : } W_i(\text{kN}) = W_i(\text{Ton}) \times 9.81$$

a) salle de prière bloc B :

Tableau. IV.11 : Poids totale de la salle de prière bloc B.

Story	MassX(ton)	MassX (KN)	MassY(ton)	Mass Y (KN)	Mass total (KN)
STORY2-2	1.9669	19.295	1.9669	19.295	38.59
STORY2-1	4.0017	39.25	4.0017	39.25	78.5
STORY2	324.2511	3180.90	324.2511	3180.90	6361.8
STORY1	111.6233	1095.02	111.6233	1095.02457	2190.04
SOMME	441.843	/	441.843	/	8668.39

b) Le bloc A :

Tableau. IV.12 : Poids totale de la salle de prière bloc A.

Story	MassX(ton)	Mass X(KN)	MassY(ton)	Mass Y(KN)	Mass total (KN)
STORY2	165.1271	1619.89685	165.1271	1619.89685	3239.79
STORY1	216.2479	2121.39	216.2479	2121.39	4242.78
SOMME	381.375	/	381.375	/	7482.57

c) **Le bureau:**

Tableau. IV.13 : Poids total de bureau d’Imam.

Story	MassX(ton)	MassX (KN)	MassY(ton)	Mass Y (KN)	Mass total (KN)
STORY2-2	1.0703	10.49	1.0703	10.49	20.98
STORY2-1	44.7106	438.60	44.7106	438.61	877.22
SOMME	45.7809	/	45.7809	/	

d) **Le minaret :**

Tableau. IV.14 : Poids totale de minaret.

Story	MassX(ton)	Mass X(KN)	MassY(ton)	Mass Y(KN)	Mass total (KN)
STORY4	35,4605	347,87	35,4605	347,87	695,74
STORY3	29,8027	292,365	29,8027	292,365	584,73
STORY2	34,1166	334,68	34,1166	334,68	669,36
STORY1	44,196	433,56	44,196	433,56	867,12
SOMME	143,5758	/	143,5758	/	2816,95

IV.2.10 Détermination de l’effort sismique à la base de la structure par la méthode statique équivalent:

La force sismique totale appliquée à la base de bloc doit être calculée successivement dans les deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

a) **Salle de prière bloc B :**

Tableau. IV.15 :les valeurs de l’effort sismique « bloc B ».

Story	Mass cum	A*D*Q/R	V(X,statique) = V(Y,statique)
STORY2-2	38.590578	0.1014	3.913084609
STORY2-1	78.513354	0.1014	7.961254096
STORY2	6361.806582	0.1014	645.0871874
STORY1	2190.049146	0.1014	222.0709834

b) Salle de prière bloc A :

Tableau. IV.16 : les valeurs de l'effort sismique « bloc A ».

Story	Mass cum	A*D*Q/R	V (X,statique)=V (Y,statique)
STORY2	3239.7937	0.1014	328.515081
STORY1	7482.5775	0.1014	758.733359

c) Le bureau:

Tableau. IV.17 : les valeurs de l'effort sismique « bureau ».

Story	Mass cum	A*D*Q/R	V(X,statique) = V(Y,statique)
STORY2	20.9999286	0.1014	2.12939276
STORY1	877.221972	0.1014	88.95030796

d) Le minaret :

Tableau. IV.18 : les valeurs de l'effort sismique « le minaret ».

Story	Mass cum	A*D*Q/R	V(X,statique)=V(Y,statique)
STORY4	347,867505	0.1014	35.274
STORY3	292,364487	0.1014	29.646
STORY2	334,683846	0.1014	33.937
STORY1	433,56276	0.1014	43.963

IV.2.11 Détermination de l'effort sismique à la base de la structure par la méthode modale spectral:

$$V_i = \frac{S_a}{g} \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant modale à la base.

α_i : coefficient de participation massique.

W : poids total de la structure.

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Les résultats obtenus sont résumé dans les tableaux suivants :

a) Salle prière bloc B :

Tableau. IV.19 : Effort tranchant modale de salle prière bloc B.

mode	Période	$\alpha_{i,x}$ c(%)	$\alpha_{i,y}$ (%)	S_a/g	W (KN)	$V_{x,i}$ (KN)	$V_{y,i}$ (KN)
1	0.322632	0	92.0904	0.127	8668.95	0	1013.8871
2	0.281563	93.0536	0	0.127	8668.95	1024.4916	0
3	0.246187	0.4828	0	0.127	8668.95	5.31548	0

b) Le bloc A :

Tableau. IV.20 : Effort tranchant modale de salle prière bloc A.

Mode	Période	$\alpha_{i,x}$ c(%)	$\alpha_{i,y}$ (%)	S_a/g	W (kN)	$V_{x,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)
1	0.439312	10.4088	78.4001	0.127	10722.371	141.74091	1067.6064
2	0.4357	76.0355	11.4129	0.127	10722.371	1035.4067	155.41415
3	0.38825	3.5626	0.2108	0.127	10722.371	48.51339	2.8705503

c) Le bureau d'Imam :

Tableau. IV.21 : Effort tranchant modale de bureau d'Imam.

mode	Période	$\alpha_{i,x}$ c(%)	$\alpha_{i,y}$ (%)	S_a/g	W (kN)	$V_{x,i}$ (kN)	$V_{y,i}$ (kN)
1	0.169907	0	99.9912	0.127	898.221258	0	114.06406
2	0.157207	99.6511	0	0.127	898.22126	113.6761	0
3	0.134545	0	0	0.127	898.22126	0	0

d) Le minaret :

Tableau.IV.22 : Effort tranchant modale de minaret.

Mode	Période	α_{ix} (%)	α_{iy} (%)	Sa/g	W (KN)	Vix (KN)	Viy (KN)
1	0,675303	0,2789	74,9294	0,127	2816,9571	0,997774	268,06259
2	0,544571	72,0928	0,3138	0,127	2816,9571	257,91456	1,1226306
3	0,415883	0,2928	0,0235	0,127	2816,9571	1,0475024	0,0840720
4	0,186899	0,0603	17,9584	0,127	2816,9571	0,2157253	64,246816
5	0,184092	19,6351	0,0522	0,127	2816,957196	70,24527002	0,18674736

➤ **Combinaison des réponses modales :**

Les réponses de deux modes de vibration i et j de périodes T_i, T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si la condition suivante est vérifiée :

$$r = \frac{T_i}{T_j} \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}} \text{ avec } T_i < T_j$$

Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par :

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^k E_i^2}$$

Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2}$$

Les résultats de la vérification de l'indépendance des modes obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

a) **Salle de prière bloc B :**

Tableau.IV.23 : Vérification de l'indépendance des modes.

Mode	Période (s)	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	Vérification
1	0.322632	0.8727064	0.588	CNV
2	0.281563	0.8743585	0.588	CNV
3	0.246187	/	/	/

Toutes les réponses modales retenues sont pas indépendantes les unes des autres donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 1029.807 \text{KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 1013.887 \text{KN}$$

➤ **Méthode numérique (ETABS) :**

Tableau.IV.24 : Lesvaleurs des réponses modales par la méthode numérique.

EX(KN)	EY (KN)
1114	1117.27

b) **Salle de prière bloc A :**

Tableau.IV.25 :Vérification de l'indépendance des modes.

Mode	Période (s)	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	Vérification
1	0.439312	0.9917781	0.588	CNV
2	0.4357	0.8910948	0.588	CNV
3	0.38825	/	/	/

Toutes les réponses modales retenues sont pas indépendantes les unes des autre donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 1225.661 \text{KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 1225.891 \text{KN}$$

➤ **Méthode numérique (ETABS) :**

Tableau. IV.26 : Lesvaleurs des réponses modales par la méthode numérique.

EX (KN)	EY(KN)
1140.93	1147.33

c) **Le bureau :**

Tableau.IV.27 :Vérification de l'indépendance des modes.

Mode	Période (s)	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	Vérification
1	0.169907	0.9252532	0.588	CNV
2	0.157207	0.8558461	0.588	CNV
3	0.134545	/	/	/

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Toutes les réponses modales retenues sont pas indépendantes les unes des autre donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 114.064 \text{KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 113.676 \text{KN}$$

➤ **Méthode numérique (ETABS) :**

Tableau. IV.28 : Les valeurs des réponses modales par la méthode numérique.

EX (KN)	EY (KN)
133.59	133.71

d) **Le minaret :**

Tableau. IV.29 : Vérification de l'indépendance des modes.

Mode	Période (s)	r	$\frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}}$	Vérification
1	0,675303	0,8064099	0,588	CNV
2	0,544571	0,7636892	0,588	CNV
3	0,415883	0,4494028	0,588	CV
4	0,186899	0,9849812	0,588	CNV
5	0,184092	/	/	/

Toutes les réponses modales retenues sont pas indépendantes les unes des autre donc la réponse totale est donnée par :

$$E_x = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 329.374 \text{KN}$$

$$E_y = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^k E_i^2} = 333.618 \text{KN}$$

➤ **Méthode numérique (ETABS) :**

Tableau. IV.30 : Les valeurs des réponses modales par la méthode numérique.

EX (KN)	EY (KN)
404.62	365.94

Remarque :

Il faut que les valeurs de EX et EY dans la méthode manuel et numérique doit approcher **condition vérifiée.**

❖ **Vérification des déplacements latéraux inter – étage :**

L'une des vérifications préconisées par le **(RPA99version 2003)**, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article **(5.10 du RPA99version 2003)**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_{ex}^k \leq \bar{\Delta}$$

Et

$$\Delta_{ey}^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e : \text{le déplacement relatif admissible.}$$

h_e : représente la hauteur de l'étage.

$$\delta_x^k = R \delta_{ex}^k \text{ et } \delta_y^k = R \delta_{ey}^k$$

$$\text{Où : } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$

dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k).

$$\left. \begin{array}{l} \delta_x^k = R \delta_{ex}^k \\ \delta_y^k = R \delta_{ey}^k \end{array} \right\} \text{:Déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure}$$

(Art.4-19. RPA 2003)

δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (y

compris l'effet de torsion), (de la même manière on obtient δ_{ey}^k).

R : est le coefficient de comportement.

a) Sale de prière Bloc B :

➤ **Sens longitudinale :**

Tableau. IV.31 : Ledéplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.

Sens XX'							
Niveau	$\delta_e^k(m)$	R	$\delta^k(m)$	$\delta^{k-1}(m)$	$\Delta^k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
Niveau 4	0.0062	5	0.031	0.031	0	0.0205	C.V
Niveau 3	0.0062	5	0.031	0.004	0.027	0.02	C.V
Niveau 2	0.0008	5	0.004	0.0225	-0.0185	0.0374	C.V
Niveau 1	0.0045	5	0.0225	0	0.0225	0.0374	C.V

➤ **Sens transversale :**

Tableau. IV.32 :Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'.

Sens YY'							
Niveau	$\delta_e^k(m)$	R	$\delta^k(m)$	$\delta^{k-1}(m)$	$\Delta^k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
Niveau 4	0.3804	5	1.902	1.901	0.001	0.0205	C.V
Niveau 3	0.3802	5	1.901	1.7685	0.1325	0.02	C.V
Niveau 2	0.3537	5	1.7685	0.753	1.0155	0.0374	C.V
Niveau 1	0.1506	5	0.753	0	0.753	0.0374	C.V

b) Le bloc A :

➤ **Sens longitudinale :**

Tableau. IV.33 :Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.

Sens XX'							
Niveau	$\delta_e^k(m)$	R	$\delta^k(m)$	$\delta^{k-1}(m)$	$\Delta^k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
Niveau 2	0.0057	5	0.0285	0.0135	0.015	0.0374	C.V
Niveau 1	0.0027	5	0.0135	0	0.0135	0.0374	C.V

➤ **Sens transversale :**

Tableau. IV.34 :Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'.

Sens YY'							
Niveau	$\delta_e^k(m)$	R	$\delta^k(m)$	$\delta^{k-1}(m)$	$\Delta^k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
Niveau 2	0.003	5	0.015	0.0075	0.0075	0.0374	C.V
Niveau 1	0.0015	5	0.0075	0	0.0075	0.0374	C.V

c) **Le bureau :**

➤ **Sens longitudinale :**

Tableau. IV.35 :Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.

Sens XX'							
Niveau	$\delta_e^k(m)$	R	$\delta^k(m)$	$\delta^{k-1}(m)$	$\Delta^k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
Niveau 2	0.0008	5	0.004	0.0225	0.17777778	0.0374	C.V
Niveau 1	0.0045	5	0.0225	0	0	0.0374	C.V

➤ **Sens transversale :**

Tableau. IV.36 :Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'.

Sens YY'							
Niveau	$\delta_e^k(m)$	R	$\delta^k(m)$	$\delta^{k-1}(m)$	$\Delta^k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
Niveau 2	0.0929	5	0.4645	0.4545	0.01	0.0374	C.V
Niveau 1	0.0909	5	0.4545	0	0	0.0374	C.V

d) **Le minaret :**

➤ **Sens longitudinale :**

Tableau. IV. 37 :Déplacements latéraux inter-étage dans le sens XX'.

Sens XX'							
Niveau	$\delta_e^k(m)$	R	$\delta^k(m)$	$\delta^{k-1}(m)$	$\Delta^k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
Niveau 4	0,0119	2	0,0238	0,0134	0,0104	0,049	C.V
Niveau 3	0,0067	2	0,0134	0,0082	0,0052	0,0306	C.V
Niveau 2	0,0041	2	0,0082	0,0036	0,0046	0,0306	C.V
Niveau 1	0,0018	2	0,0036	0	0,0036	0,0408	C.V

➤ **Sens transversale :**

Tableau. IV.38 :Déplacements latéraux inter-étage dans le sens YY'.

Sens YY'							
Niveau	$\delta_e^k(m)$	R	$\delta^k(m)$	$\delta^{k-1}(m)$	$\Delta^k(m)$	$\bar{\Delta}_k(m)$	Observation
Niveau 4	0,0156	2	0,0312	0,0198	0,0114	0,049	C.V
Niveau 3	0,0099	2	0,0198	0,012	0,0078	0,0306	C.V
Niveau 2	0,006	2	0,012	0,005	0,007	0,0306	C.V
Niveau 1	0,0025	2	0,005	0	0,005	0,0408	C.V

❖ Commentaire :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

❖ Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ (RPA 99/V 2003. Art5-9) :

Les effets du 2^{ème} ordre ou (**effet P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments qui satisfassent la condition suivante à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (**K**)

Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{gi})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau(K)

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \theta_K)$
- Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

a) **Salle de prière bloc B :**

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau. IV.39 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	h_k (m)	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 4	19.295289	0.027	2.05	1029.807	0.024677	C.V
Niveau 3	39.256677	0.022	2	1029.807	0.0204581	C.V
Niveau 2	3180.9033	0.0185	3.74	1029.807	0.0198541	C.V
Niveau 1	1095.0246	0	3.74	1029.807	0	C.V

➤ **Sens transversale :**

Tableau. IV.40 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	h_k (m)	V_{ky}	θ_{ky}	< 0.1
Niveau 4	19.295289	0.013	2.05	1013.887	0.009251245	C.V
Niveau 3	39.256677	0.01125	2	1013.887	0.023875072	C.V
Niveau 2	3180.9033	0.75	3.74	1013.887	0.02361707	C.V
Niveau 1	1095.0246	0	3.74	1013.887	0	C.V

b) **Le bloc A :**

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau. IV.41 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	h_k (m)	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 2	3239.793	0.135	3.74	1225.661	0.0106015	C.V
Niveau 1	7482.577	0	3.74	1225.661	0	C.V

➤ **Sens transversale :**

Tableau. IV.42 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	h_k (m)	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 2	3239.7939	0.0075	3.74	1225.661	0.0053007	C.V
Niveau 1	7482.5775	0	3.74	1225.661	0	C.V

c) **Le bureau :**

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau. IV.43 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	h_k (m)	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 2	20.999286	0.17777	1.6	114.06761	0.0204541	C.V
Niveau 1	877.221972	0	3.74	114.06761	0	C.V

➤ **Sens transversale :**

Tableau. IV.44 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	h_k (m)	V_{ky}	θ_{ky}	< 0.1
Niveau 2	20.999286	0.01	1.6	113.6761	0.0011546	C.V
Niveau 1	877.221972	0	3.74	113.6761	0	C.V

d) **Le minaret :**

➤ **Sens longitudinal :**

Tableau. IV.45 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens XX'.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	h_k (m)	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 4	695,73501	0.027	4,9	329,373	0.018	C.V
Niveau 3	1280,464	0,022	3,06	329,373	0,01120986	C.V
Niveau 2	1949,8317	0,0185	3,06	329,373	0,011696	C.V
Niveau 1	2816,9572	0	4,08	329,373	0	C.V

➤ **Sens transversale :**

Tableau. IV.46 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens YY'.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	h_k (m)	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 4	695,73501	0,0285	4,9	333,618	0,00247541	C.V
Niveau 3	1280,464	0,0195	3,06	333,618	0,007993	C.V
Niveau 2	1949,8317	0,0175	3,06	333,618	0,01092302	C.V
Niveau 1	2816,9572	0	4,08	333,618	0	C.V

❖ Commentaire :

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieurs à **0,1**.

Donc : l'effet **P-Delta** peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.2.12 Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur:

La résultante des forces sismiques à la base doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (Art 4.2.5) RPA99/2003

$$V = F_t + \sum F_i$$

Avec :

$$F_t = \begin{cases} 0.07TVSiT > 0.7\text{Sec} \\ 0 & SiT \leq 0.7\text{Sec} \end{cases}$$

Où T est la période fondamentale de la structure

Le RPA 99/2003 exige que la valeur de F_t ne dépassera en aucun cas 0.25V

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression :

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au plancher i et j

Dans notre cas $T < 0.7$ Sec donc $F_t = 0 < 0.25 V$ condition vérifiée

❖ Vérification au renversement :(RPA99/VERS03 Art.5.5.)

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

- Le moment de renversement, M_r , qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.
- Le moment de résistant ou de stabilité, M_s , sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$).

$$M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

Avec :

$$M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i$$

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

M_s : moment stabilisant qui tient compte du poids de la structure.

M_r : moment de renversement.

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau **i** mesuré à partir de la base

b_i : Bras de levier de niveau **i**.

W_i : poids de niveau **i**.

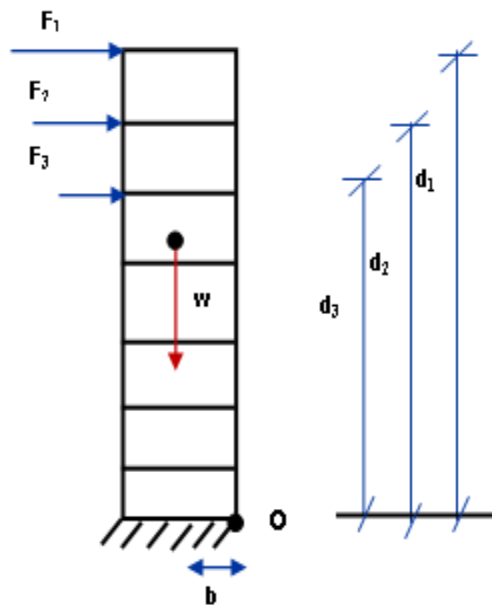


Figure. IV.23 : schéma représentatif des efforts sismique appliqués à chaque étage.

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

a) Salle de prière bloc B:

Tableau. IV.47: Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'.

V _x = 1029.88KN								
Story	W(KN)	h _i (m)	w _i * h _i	V _i	(V _x - F _t)	∑w _i *h _i	(V _x - F _t).w _i *h _i	F _i (KN)
STORY2- 2	19.295289	11.53	222.474682	1029.8	1029.8	28483.1765	229104.428	8.04349991
STORY2- 1	39.256677	9.48	372.153298	1029.8	1029.8	28483.1765	383243.466	13.4550817
STORY2	3180.90329	7.48	23793.1566	1029.8	1029.8	28483.1765	24502192.7	860.233854
STORY1	1095.02457	3.74	4095.3919	1029.8	1029.8	28483.1765	4217434.58	148.067565
Somme	4334.48	/		/	/	/	/	1029.8
V = F _t + ∑F _i = 1029.8 KN								

Tableau. IV.48 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'.

V _y = 1013.88KN								
Story	W(KN)	h _i (m)	w _i * h _i	V _i	(V _x - F _t)	∑w _i *h _i	(V _x - F _t).w _i *h _i	F _i (KN)
STORY2- 2	19.295289	11.53	222.474682	1013.88	1013.88	28483.1765	225562.631	7.91915293
STORY2- 1	39.256677	9.48	372.153298	1013.88	1013.88	28483.1765	377318.786	13.2470754
STORY2	3180.90329	7.48	23793.1566	1013.88	1013.88	28483.1765	24123405.6	846.93523
STORY1	1095.02457	3.74	4095.3919	1013.88	1013.88	28483.1765	4152235.94	145.778542
Somme	4334.48	/		/	/	/	/	1013.88
V = F _t + ∑F _i = 1013.88 KN								

Ainsi, on a les résultats suivants :

➤ **Sens XX' :**

Tableau. IV.49 : moment de renversement.

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 2-2	13.2470754	11.53	152.738779
Niveau 2-1	846.93523	9.48	8028.94598
Niveau 2	145.778542	7.48	1090.42349
Niveau 1	1013.88	3.74	3791.9112
Somme	/	/	13064.019

➤ **Sens YY' :**

Tableau. IV.50 : moment de renversement.

Niveau	Fi (KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 4	8.04349991	11.53	92.741554
Niveau 3	13.4550817	9.48	127.554175
Niveau 2	860.233854	7.48	6434.54923
Niveau 1	148.067565	3.74	553.772693
Somme	/	/	7208.6176

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 13.11 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 11.45 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau. IV.51: vérification du renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M _S / M _R
Sens longitudinal	4334.48	9.00	39010.32	13064.019	2.986
Sens transversal	4334.48	15.75	68268.06	7208.6176	9.470

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

b) Le bloc A :

Tableau. IV.52: Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'.

$V_x = 1225.661 \text{ KN}$								
Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	(Vx -Ft)	$\sum wi*hi$	(Vx - Ft).wi*hi	Fi (KN)
STORY2	3239.7939	7.48	24233.65837	1225.661	1225.661	52218.4982	29702250	568.80705
STORY1	7482.5775	3.74	27984.83985	1225.661	1225.661	52218.4982	34299927	656.85395
Somme	10722.3714	/		/	/	/	/	1225.661
$V = Ft + \sum Fi = 1225.661 \text{ KN}$								

Tableau. IV.53 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'.

$V_x = 1225.891 \text{ KN}$								
Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	(Vx -Ft)	$\sum wi*hi$	(Vx - Ft).wi*hi	Fi (KN)
STORY2	3239.7939	7.48	24233.65837	1225.891	1225.891	52218.4982	29707824	568.913789
STORY1	7482.5775	3.74	27984.83985	1225.891	1225.891	52218.4982	34306363	656.977211
Somme	10722.3714	/		/	/	/	/	1225.891
$V = Ft + \sum Fi = 1225.891 \text{ KN}$								

Ainsi, on a les résultats suivants :

➤ **Sens XX' :**

Tableau. IV.54 : moment de renversement.

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 2	568.80705	7.48	4254.67673
Niveau 1	656.85395	3.74	2456.63377
somme	/	/	6711.3105

➤ **Sens YY' :**

Tableau. IV.55 : moment de renversement.

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 2	568.913789	7.48	4255.47514
Niveau 1	656.977211	3.74	2457.09477
somme	/	/	6712.5699

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

$$\left\{ \begin{array}{l} b_x = L_x - X_G = 13.11 \text{ m} \\ b_y = L_y - Y_G = 11.45 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau. IV.56: vérification du renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M_S / M_R
Sens longitudinal	898.22126	4.52	4059.96009	1140.93	3.55846554
Sens transversal	898.22126	13.873	12461.0235	1147.33	10.8608888

c) Le bureau :

Tableau. IV.57: Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'.

$V_x = 114.0646 \text{KN}$								
Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	(Vx -Ft)	$\sum wi*hi$	(Vx - Ft).wi*hi	Fi (KN)
STORY2	20.999286	5.34	112.136187	114.06406	114.06406	3392.94636	12790.709	3.76979399
STORY1	877.221972	3.74	3280.81018	114.06406	114.06406	3392.94636	374222.53	110.294266
Somme	898.221258	/		/	/	/	/	114.06406
$V = Ft + \sum Fi = 114.0646 \text{ KN}$								

Tableau. IV.58 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'.

$V_y = 113.6761 \text{KN}$								
Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	(Vx -Ft)	$\sum wi*hi$	(Vx - Ft).wi*hi	Fi (KN)
STORY2	20.999286	5.34	112.136187	113.6761	113.6761	3392.94636	12747.204	3.75697199
STORY1	877.221972	3.74	3280.81018	113.6761	113.6761	3392.94636	372949.71	109.919128
Somme	898.221258	/		/	/	/	/	113.6761
$V = Ft + \sum Fi = 113.6761 \text{ KN}$								

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Ainsi, on a les résultats suivants :

➤ **Sens XX'** :

Tableau. IV.59 : moment de renversement.

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 2	3.76979399	5.34	20.13069991
Niveau 1	110.294266	3.74	412.5005548
Somme	/	/	432.63125

➤ **Sens YY'** :

Tableau. IV.60 : moment de renversement.

Niveau	Fi(KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 2	3.7569719	5.34	20.06222995
Niveau 1	109.919128	3.74	411.0975391
Somme	/	/	431.15977

$$\begin{cases}
 b_x = L_x \left\{ \begin{array}{l} X_G = 13.11 \text{ m} \\ Y_G = 11.45 \text{ m} \end{array} \right. \\
 b_y = L_y \left\{ \begin{array}{l} X_G = 13.11 \text{ m} \\ Y_G = 11.45 \text{ m} \end{array} \right.
 \end{cases}$$

Tableau. IV.61 : vérification du renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M_S / M_R
Sens longitudinal	449.11063	9	4041.99566	432.6212	9.3430365
Sens transversal	449.11063	2	898.221258	432.631255	2.07618208

d) **Le minaret** :

Tableau. IV.62: Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens XX'.

$V_x = 329.337\text{KN}$								
Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	(Vx - Ft)	$\sum wi*hi$	(Vx - Ft).wi*hi	Fi (KN)
STORY4	695,73501	15,1	10505,5987	329,337	329,337	48981,3152	3459882,34	70,6367792
STORY3	1280,464	10,2	13060,7328	329,337	329,337	48981,3152	4301382,56	87,8168041
STORY2	1949,8317	7,14	13921,7983	329,337	329,337	48981,3152	4584963,3	93,6063739
STORY1	2816,9572	4,08	11493,1854	329,337	329,337	48981,3152	3785131,19	77,2770429
Somme	/	/		/	/	/	/	329,337
$V = Ft + \sum Fi = 329.337\text{KN}$								

Tableau. IV.63 : Efforts sismiques pour chaque niveau dans le sens YY'.

Vy = 333.618KN								
Story	W(KN)	hi (m)	wi * hi	Vi	(Vx - Ft)	∑wi*hi	(Vy - Ft).wi*hi	Fi (KN)
STORY4	695,73501	15,1	10505,5987	333,618	333,618	48981,3152	3504856,81	71,5549756
STORY3	1280,464	10,2	13060,7328	333,618	333,618	48981,3152	4357295,56	88,958321
STORY2	1949,8317	7,14	13921,7983	333,618	333,618	48981,3152	4644562,52	94,8231484
STORY1	2816,9572	4,08	11493,1854	333,618	333,618	48981,3152	3834333,52	78,281555
Somme	/	/		/	/	/	/	333,618
V = Ft + ∑Fi = 333,618KN								

Ainsi, on a les résultats suivants :

➤ **Sens XX' :**

Tableau. IV.64 : moment de renversement.

Niveau	Fi (KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 4	70,6367792	15,1	1066,61537
Niveau 3	87,8168041	10,2	895,731402
Niveau 2	93,6063739	7,14	668,349509
Niveau 1	77,2770429	4,08	315,290335
			2945,9866

➤ **Sens YY' :**

Tableau. IV.65 : moment de renversement.

Niveau	Fi (KN)	di(m)	(di * Fi)KN.m
Niveau 4	71,5549756	15,1	1080,48013
Niveau 3	88,958321	10,2	907,374874
Niveau 2	94,8231484	7,14	677,03728
Niveau 1	78,281555	4,08	319,388745
			2984,281

$$b_x = L \left\{ \begin{array}{l} x - X_G = 13.11 \text{ m} \\ y - Y_G = 11.45 \text{ m} \end{array} \right.$$

Tableau. IV.66: vérification du renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M _S / M _r
Sens longitudinal	2816,975	2,29	6450,87275	2945,9866	2,189715578
Sens transversal	2816,975	1,47	4140,95325	2984,281	1,38758825

Commentaire :

- Par suit des résultats obtenus dans cette étude dynamique et sismique, on peut dire que notre bâtiment est stable et peut résister aux différents chocs extérieur, tel que le séisme après un ferrailage correct.
- L'ouvrage est donc stable au renversement($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

IV.2.13 Vérification des conditions réglementaires imposées par le RPA:

❖ Vérification de l'effort tranchant à la base de la structure:

D'après le RPA99/2003 (art 4.3.6), la résultante des forces obtenues à la base par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant des forces sismiques déterminés par la méthode statique équivalente, les résultats obtenue sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau.IV.67 : Vérification de l'effort tranchant à la base de la salle de prière bloc B.

Story	V _{dynamique} (kN)	V _{statique} (kN)	0.8V _{sta}	Observation
Sens XX	1029.807	879.032	703.2256	vérifié
Sens YY	1013.887	879.032	703.2256	vérifié

Tableau. IV.68 : Vérification de l'effort tranchant à la base de bloc A.

Story	V _{dynamique} (kN)	V _{statique} (kN)	0.8V _{sta}	Observation
Sens XX	1225.661	1140.93	912.744	vérifié
Sens YY	1225.891	1147.33	917.864	vérifié

Tableau. IV.69 : Vérification de l'effort tranchant à la base de bureau.

Story	V _{dynamique} (kN)	V _{statique} (kN)	0.8V _{sta}	Observation
Sens XX	133.59	114.0640	91.25	vérifié
Sens YY	133.71	113.6761	90.944	vérifié

Tableau. IV.70 : Vérification de l'effort tranchant à la base de minaret.

Story	V _{dynamique} (kN)	V _{statique} (kN)	0.8V _{sta}	Observation
Sens XX	404.62	329.37	263.504	vérifié
Sens YY	365.94	333.618	266.896	vérifié

❖ **Conclusion :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à **80 %** de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

⇒ $V_{dyn} > 0.8 V_{stat} \dots\dots\dots C. V$

❖ **Effets de l'excentricité accidentelle:**

➤ **Détermination des coordonnées du centre de torsion et de centre de masse:**

La détermination du centre de masse et de rigidité est basée sur le calcul des centres de masse et de rigidité de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

➤ **Evaluation des excentricités:**

La valeur de l'excentricité à prendre en compte est la plus grande entre l'excentricité théorique résultant des plans et l'excentricité accidentelle exigée par le RPA.

✓ **Excentricité théorique:**

L'excentricité théorique est calculée dans les deux sens par les deux formules suivantes :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

✓ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le RPA égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

$$e_a = \text{Max}\{5\%L_x; 5\%L_y\} = 5\%L_x = 0.85 \text{ m}$$

Donc :

$$e = \text{Max}\{e_x; e_y; e_a\} = 0.85 \text{ m}$$

a) **Salle de prière bloc B :**

Tableau.IV.71 : Evaluation des excentricités, centre de masse et de rigidité de bloc B.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	e _{0x}	e _{0y}	e
STORY2-2	9	10.61	9	12.501	0	-1.891	0.4	0	0.675
STORY2-1	9	10.61	9	12.616	0	-2.006	0.4	0.675	0.675
STORY2	9	13.698	9	14.156	0	-0.458	0.9	1.31	1.31
STORY1	9	19.88	9	13.78	0	6.1	0.9	1.31	1.31

b) **Le bloc A :**

Tableau. IV.72 : Evaluation des excentricités, centre de masse et de rigidité de bloc A.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	e _{0x}	e _{0y}	e
STORY2	4.52	12.62	4.52	12.62	0	0	0.43	1.32	1.32
STORY1	4.442	13.873	4.442	12.89	0	0.983	0.43	1.32	1.32

c) **Bureau :**

Tableau.IV.73 : Evaluation des excentricités, centre de masse et de rigidité de bureau.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	e _{0x}	e _{0y}	e
STORY2	9	2	9	2	0	0	0	0	0
STORY1	8.992	2.002	8.002	2.002	0	0	0.9	0.2	0.9

d) **Le minaret :**

Tableau. IV.74 : Evaluation des excentricités, centre de masse et de rigidité de minaret.

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	e _{0x}	e _{0y}	e
STORY1	2,003	1,481	2,169	1,458	-0,166	0,023	0,234	0,147	0,234
STORY2	2,072	1,475	2,182	1,478	-0,11	-0,003	0,234	0,147	0,234
STORY3	2,106	1,466	2,241	1,499	-0,135	-0,033	0,234	0,147	0,234
STORY4	2,383	1,485	2,338	1,648	0,045	-0,163	0,234	0,147	0,234

❖ **Vérification des sollicitations normales : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)**

Otre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

a) **Salle de prière bloc B :**

Tableau. IV.75 : vérification de l'effort normal.

Niveau	f_{c28} (Mpa)	Section des poteaux (cm ²)	N (KN)	v	Observation
Niveau 1	25	50x50	672	0.1075	≤ 0.3 C.V
Niveau 2	25	50x50	1537	0.2459	≤ 0.3 C.V
Niveau 2-1	25	50x50	192	0.0307	≤ 0.3 C.V

b) **Le bloc A :**

Tableau. IV.76 : vérification de l'effort normal.

Niveau	f_{c28} (Mpa)	Section des poteaux (cm ²)	N (KN)	v	Observation
Niveau 1	25	40x40	339	0.0847	≤ 0.3 C.V
Niveau 2	25	40x40	334	0.0835	≤ 0.3 C.V

a) **Le bureau :**

Tableau. IV.77 : vérification de l'effort normal.

Niveau	f_{c28} (Mpa)	Section des poteaux (cm ²)	N (KN)	v	Observation
Niveau 1	25	40x40	513	0.12825	≤ 0.3 C.V

b) **Minaret :**

Tableau. IV.78 : vérification de l'effort normal.

Niveau	f_{c28} (Mpa)	Section des poteaux (cm ²)	N (KN)	v	Observation
Niveau 1	25	40x40	186,53	0,0466325	≤ 0.3 C.V
Niveau 2	25	40x40	146,75	0,0366875	≤ 0.3 C.V
Niveau 3	25	40x40	112,39	0,0280975	≤ 0.3 C.V
Niveau 4	25	40x40	58,98	0,014745	≤ 0.3 C.V

❖ **Justification de la largeur des joints sismiques:**

Quatre blocs voisins doivent être séparés par des joints sismique dont la largeur minimale satisfait la condition suivante :

$$d_{\min} = 15_{\text{mm}} + (\delta_1 + \delta_2)_{\text{mm}} \geq 40_{\text{mm}}$$

δ_1 et δ_2 : Déplacement maximaux des deux blocs au niveau du sommet du bloc le moins élevé .

avec :

$$\delta_K = R. \delta_{ek}$$

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

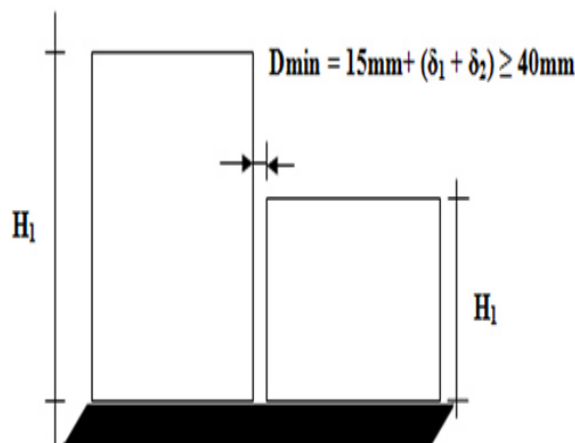


Figure. IV.24 : Largeur minimum du joint sismique.

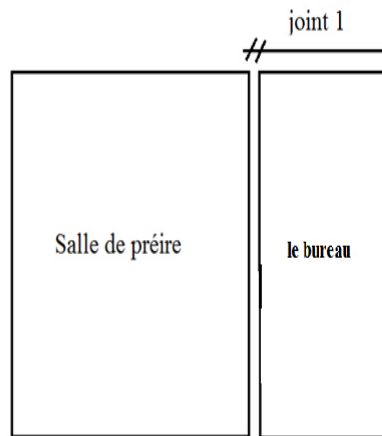


Figure. IV.25 : Disposition de joint sismique.

➤ **Calcul de joint 1:**

$$d_{\min} = 15 + 3.1 + 2.25 = 21.7 \text{ mm} = 2.35 \text{ cm}$$

On adopte un joint sismique de 10 cm de largeur.

➤ **Commentaire :**

Toutes les conditions sont satisfaites donc on garde les mêmes sections des poteaux (pas d'augmentation des sections).

❖ **Conclusion :**

Toutes les conditions imposées par le règlement parasismique algérien sont vérifiées donc nous pouvons dire que la variante que nous avons fixée, après un calcul adéquat des éléments porteurs, pourra être satisfaisante pour résister à l'action sismique.

V.1 Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous entamons la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA93 et RPA 99/ V.2003**).

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- 1) Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux plans.
- 2) Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un plan.
- 3) Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul plan.

Les objectifs de la détermination des sections d'aciers nécessaires pour assurer les critères relatifs à la résistance, la ductilité, et la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

V.2 Ferrailage des 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 que ce soit dans le sens longitudinal ou transversal donc les poteaux sont sollicités en flexion composée.

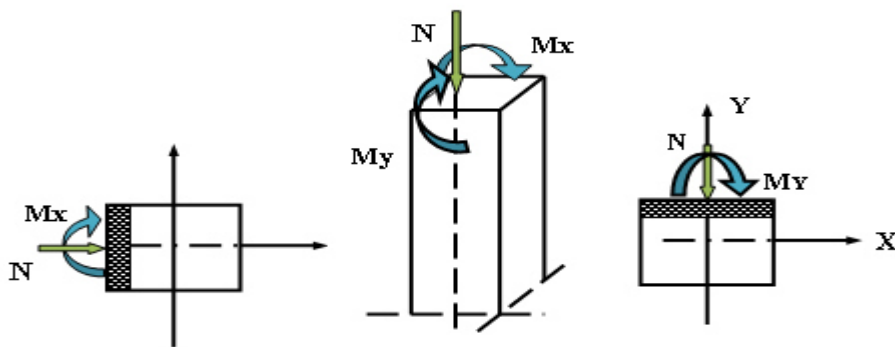


Figure. V.1 : schéma des efforts appliqués sur la section.

Une section est soumise à la flexion composée peut se calculé comme :

- Une section en compression centré (CC).
- Une section entièrement tendue (ET).
- Une section entièrement comprimée (EC).
- Une section partiellement comprimée (PC).

Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

❖ **Caractéristiques des matériaux :**

Tableau. V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	θ	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

❖ **Les combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

❖ **Selon CBA93 :** (Situations durables)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G+1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

❖ **Selon RPA99 :** (situations accidentelle)

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q\pm 1.2E \text{ (pour les poteaux des ossatures auto stables)} \\ 0,8G\pm E. \end{array} \right.$$

V.2.1 Ferraillage longitudinale :

❖ **Recommandations de l'RPA99/V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,8% en zone II
- Leur pourcentage maximal :
 - 4 % B en zone courante.
 - 6% B en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements : 40ϕ en zone I et II
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_c/6, b1, h1, 60\text{cm})$.

❖ **Recommandations du CBA 93 :**

$$A_{min} \geq \max \left(4 \text{ cm}^2 / \text{ml} , \frac{2B}{1000} \right)$$

$$A_{max} \geq \frac{5B}{100}$$

B : section du béton = b × h. (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

✓ **Pour une section partiellement comprimée:**

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Tableau. V.2 : Ferrailage maximale et minimale.

Section	CBA93			RPA99/V2003		
	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
50x50	5	125	2,72	22,5	75	150
40x40	4	80	1,74	12,8	64	96

V.2.2 Armatures transversales :

✓ **Recommandations de RPA:**

D'après le RPA99, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h f_e}$$

Avec:

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant. Il est pris égal :

- 2.5 si l'élançement géométrique λ_g ≥ 5
- 3.75 si l'élançement géométrique λ_g < 5

t : L'espacement des armatures transversales.

✓ **Espacement des cadres:**

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

• **Dans la zone nodale:**

- $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone I et II.

• **Dans la zone courante:**

- $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$ en zone I et II.

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

- 0,3 % si $\lambda_g \geq 5$
- 0,8 % si $\lambda_g \leq 3$
- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} ; \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

- a et b dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée
- l_f est la longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10ϕ

V.2.3 Procédure de calcul des armatures longitudinales:

Avant d'entamer les calculs on doit vérifier tout d'abord si notre section travaille à la compression centrée ou à la flexion composée.

- ✓ Pour que la section travaille à la compression centrée il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{b}{12}$$

Si la condition précédente est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centré donc :

$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} \quad \text{et} \quad \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2)$$

Si non la section travaille à la flexion composée.

- ✓ Pour que la section effectivement travaille à la flexion composée et la méthode forfaitaire est applicable il faut que la condition suivante est vérifiée :

$$\frac{l_f}{h} \leq \text{Max} \left(\frac{20e_0}{h} ; 15\text{cm} \right)$$

Si la section travaille à la flexion composée le ferrailage se fait à partir des sollicitations ultimes suivantes :

N : effort normal de la section.

M = N * e_T Moment corrigé de la section.

$$e_T = e_0 + e_a + e_2$$

$$e_a = \text{Max} \left(2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right)$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{1000h} (2 + \alpha\phi)$$

Avec :

α : Rapport du moment du premier ordre, du aux charges permanentes et quasi permanente, au moment totale du premier ordre, ces moments étant pris avant l'application des coefficients γ .

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5M_{ser}} \right)$$

ϕ : Le rapport de la déformation finale due aux fluages à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

Pour le calcul de ferrailage à la flexion composée la 1^{ère} question à laquelle il faut répondre la section est-elle entièrement comprimée ou tendue ou partiellement comprimé/tendue.

a) Section entièrement tendue:

La section est entièrement tendue lorsque l'effort normal est un effort de traction et le centre de pression est entre les armatures.

$$A_1 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a2}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_2 = \text{Max} \left\{ \frac{N_u e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{N e_{a1}}{(d - C_1) \sigma_{se}}; \frac{B f_{t28}}{f_e} \right\}$$

N_u : Effort de traction à ELU.

N : Effort de traction à ELS.

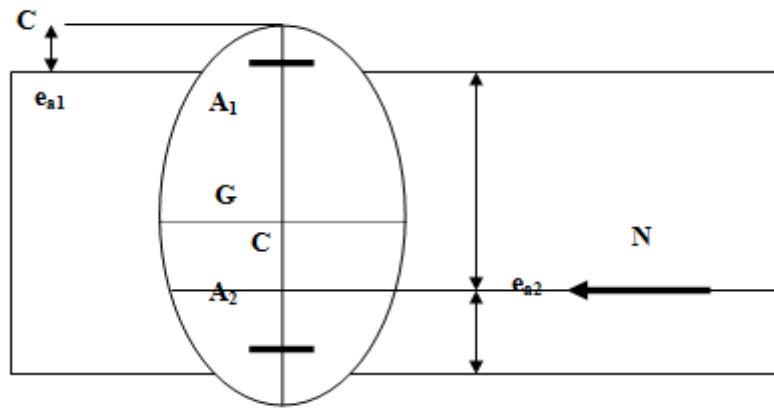


Figure. V.2 : Les excentricités d'une section en flexion composée.

• **La condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e}$$

b) Section entièrement comprimée:

❖ **Calcul à ELU:**

La section est entièrement comprimée lorsque l'effort normal est un effort de compression et le centre de pression est entre les armatures. Et :

$$N(d - C') - M_1 > \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h} \right) b h^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas on doit vérifier la condition suivante :

$$N(d - C') - M_1 < (0.5h - C') b h \sigma_b$$

➤ Si la condition précédant est vérifiée donc :

$$A_2 = 0$$

$$Et A_1 = \frac{N - \psi bh \bar{\sigma}_b}{\sigma_{1s}}$$

Avec :

$$\psi = \frac{0.357 + \frac{N(d - C') - M_1}{bh^2 \bar{\sigma}_b}}{0.857 - \frac{C_1}{h}}$$

$\sigma_{1s} = f(\xi_{1s})$ à partir de diagramme de déformation de l'acier

$$\xi_{1s} = \left[2 + \left(3.437 - 8.019 \frac{C_1}{h} \right) \sqrt{1 - \psi} \right] 10^{-3}$$

- **Si non :**

$$A_1 = \frac{M_1 - (d - 0.5h) \bar{\sigma}_{bc} bh}{\sigma_2 (d - C_1)}$$

$$A_2 = \frac{N - \bar{\sigma}_{bc} bh}{\sigma_2} - A_1$$

➤ **La section d'armature minimale :**

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 2\% B \\ 4cm^2 * \mu(m) \end{array} \right.$$

❖ **Calcul à ELS:**

A priori, si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} < \frac{h}{6}$ il y'a de forte chance que la section soit entièrement comprimée, sinon on refaire le calcul en considèrent la section partiellement comprimée.

La section est effectivement entièrement comprimée à l'ELS si :

$$\sigma_{sup} > 0 \quad et \sigma_{inf} > 0$$

❖ **Et on vérifiée que :**

$$\text{Max} (\sigma_{bc,sup}; \sigma_{bc,inf}) < \bar{\sigma}_b$$

Telle que :

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I}$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e_{\text{ser}} - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Avec : $e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}}$

S : L'aire de la section homogène

$$S = bh + 15(A_1 + A_2)$$

X_G : La position de l'axe neutre

$$X_G = 15 \frac{A_1 \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_2 \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_1 + A_2)}$$

I : L'inertie de la section homogène.

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A_1 \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_2 \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

c) Section partiellement comprimée/tendue:

❖ Calcul à ELU:

La section est partiellement comprimée lorsque :

- Le centre de pression est à l'extérieure de segment formée par les armatures et l'effort normal est un effort de compression/traction.
- Le centre de pression se trouve entre les armatures et l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante est vérifiée :

$$N(d - C') - M_1 \leq \left(0.337 - \frac{0.81C'}{h}\right) bh^2 \bar{\sigma}_b$$

Dans ce cas le calcul se fait à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_1) qui égale à :

$$M_1 = M_u \pm N_u \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

Et $\mu = \frac{M_1}{bd^2 f_{bc}}$

On constate trois cas :

- Si $\mu < \mu_1$ donc la section sera armée par des armatures tendues

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont

$$A_1 = 0$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- Si $\mu_1 < \mu < 0.667$ donc la section sera armée par des armatures comprimées et des armatures tendues :

$$A_s = \beta_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

$$A'_s = \beta'_u bd \frac{f_{bc}}{\sigma_{su}}$$

En flexion composée les armatures réelles sont

$$A_1 = A'_s$$

$$A_2 = A_s \pm \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

- Si $\mu > 0.667$ dans ce cas les calculs conduisent généralement à des sections d'armatures qu'il est très difficile de placer dans la section de béton qui est ainsi trop petit pour supporter correctement le moment de flexion, il est donc beaucoup plus judicieux d'augmenter la section de béton pour que le moment réduit devienne inférieur à 0.667.

❖ **Calcul à ELS:**

On considère que la section est partiellement comprimé à priori si $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} > \frac{h}{6}$

Si $\sigma_s \geq 0$ la section est effectivement partiellement comprimée à l'ELS donc on fait les vérifications comme une section en flexion simple avec :

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

- **La condition de non fragilité :**

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

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

Etant donné que la structure comporte (02) sections différentes de poteaux, les sections qui concernent les poteaux seront délimitées comme suit :

- **Section 1** : RDC pour les poteaux carrés de dimensions (40x40).
- **Section 2** : RDC pour les poteaux carrés de diamètre (50x50).

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel ETABS, puis elles seront triées per EXCEL pour avoir les valeurs les plus grands ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats seront résumés dans le tableau suivant :

❖ Calcul numérique :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et à des efforts tranchants, ils seront calculés en flexion composée en considérant les sollicitations suivantes :

N_{\max} → M correspondant (ELU)

M_{\max} → N correspondant ($G+Q\pm 1.2E$)

N_{\min} → M correspondant ($0.8G\pm E$)

Avec :

N_{\max} : effort normal maximum.

N_{\min} : effort normal minimum.

M_{\max} : moment maximum.

a) poteau carré (50x50):

Tableau. V.3: Les sollicitations plus défavorables obtenues par ETABS.

section	Combinaisons					
	0.8G ± Ex		ELU		G + Q ± 1.2Ex	
	N_{\min}	M_{corr}	N_{\max}	M_{corr}	M_{\max}	N_{corr}
50X50	-330.59	70.04	783.47	25.38	101.08	258.35

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

Tableau. V.4 : Tableau récapitulatif du ferrailage minimal et maximal (poteau 50x50).

Section	CBA93			RPA99/V2003		
	Section entièrement comprimée		Section partiellement comprimée	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2) Zone courante	A_{max} (cm^2) Zone de recouvrement
	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	A_{CNF} (cm^2)			
50X50	5	125	2.84	20	100	150

V.2.4 Exemple de calcul de poteau carré (50x50):

Tableau. V.5 : Sollicitations et paramètres de poteau pour l'exemple de calcul.

section	N(KN)	M(KN. m)	V(KN)	C (m)	d (cm)
50X50	783.47	25.38	60.96	3	47

❖ Calcul à ELU:

$$e = \frac{M}{N} = \frac{25380}{783.59} = 3.3cm > \frac{b}{12} = \frac{50}{12} = 4.16 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée on fait le ferrailage de poteau à la compression centré donc :

$$A_s \geq \left[\frac{N}{\alpha} - B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{Y_s}{f_e}$$

Avec :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{h} = 36.27cm \text{ et } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0.70$$

$$B_r = (h - 2)(b - 2) = 2304 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \left[\frac{N}{\alpha} - B_r \frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{Y_s}{f_e} = -1.18$$

$$A_s \leq 0$$

Donc on prend pour la section d'armature la section minimale imposée par le **CBA93**

$$A_{\min} = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 4 \times \text{périmètre} = 6.4\text{cm}^2 \\ \frac{0.2B}{100} = 3.2\text{cm}^2 \end{array} \right\} = 8\text{cm}^2$$

$$A_{\max} = \frac{5B}{100} = 125\text{cm}^2$$

Section minimale selon RPA :

$$A_{\min,RPA} = 0.8\%B = 20 \text{ cm}^2$$

Section maximal selon RPA :

$$A_{\max,RPA} = 4\%B = 100 \text{ cm}^2 \text{ En zone courante.}$$

$$A_{\max,RPA} = 6\%B = 150 \text{ cm}^2 \text{ En zone de recouvrement.}$$

On adopte : $A_{s \text{ adopté}} = 10.3 \text{ cm}^2$

Donc on adopte **(2HA20+2HA16) par face.**

Donc **4HA20 + 8HA16** pour toute la section du poteau carré. $A_{\text{adopté}} = 28.7 \text{ cm}^2$

✓ **Calcul des armatures transversales (RPA99, Article 7.4.2.2):**

❖ **En zone nodale:**

On prend $t = 10 \text{ cm}$.

t : espacement des armatures transversales

✓ **Détermination de ρ_a :**

On doit calculer tout d'abord λ_g

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 * 7.48}{0.5} = 10.47 > 5 \text{ donc } \rho_a = 2.5$$

✓ **Calcul de A_t :**

$$A_t = \frac{t * \rho_a * V_u}{h * f_e} = \frac{100 * 2.5 * 60.96 * 10^3}{500 * 400} = 76.2\text{mm}^2 = 0.76\text{cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01\text{cm}^2$ 4HA8

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t * b} > 0.3\% \text{ (RPA99/2003)}$$

$$\frac{A_t}{t * b} = \frac{2.01}{10 * 50} = 0.403\% > 0.3\% \text{ condition vérifiée}$$

❖ **En zone courante :**

On prend $t = 12 \text{ cm}$

✓ **Détermination de ρ_a :**

On doit calculer tout d'abord λ_g

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 * 7.48}{0.5} = 10.47 > 5 \quad \text{donc } \rho_a = 2.5$$

✓ **Calcul de A_t :**

$$A_t = \frac{t * \rho_a * V_u}{h * f_e} = \frac{120 * 2.5 * 27.4 * 10^3}{500 * 400} = 41.1 \text{ mm}^2 = 0.411 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ **4HA8**

La quantité d'armatures transversales minimale est :

$$\frac{A_t}{t * b} > 0.3\% (\text{RPA99/2003})$$

$$\frac{A_t}{t * b} = \frac{2.01}{12 * 50} = 0.335\% > 0.3\% \quad \text{condition vérifiée}$$

❖ **Vérification à ELU:**

➤ **Vérification de pourcentage minimal et maximal:**

$$A_{s \text{ adopté, Zone courante}} = 28.7 \text{ cm}^2 < A_{\text{max,RPA}} = 100 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{s \text{ adopté, Zone recouvrement}} = 28.7 \text{ cm}^2 < A_{\text{max,RPA}} = 150 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 28.7 \text{ cm}^2 > A_{\text{min,RPA}} = 20 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

$$A_{s \text{ adopté}} = 28.7 \text{ cm}^2 > A_{\text{min,CBA}} = 2.84 \text{ cm}^2 \text{ CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement:**

Tous les efforts tranchants maximums sont obtenus par les combinaisons accidentelles donc :

$$\gamma_b = 1.15$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \text{min}(4.35 ; 5) \text{ MPa} = 4.35 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{60.96 * 10^3}{500 * 0.9 * 500} = 0.27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 4.35 \text{ MPa CV}$$

➤ **Vérification de la contrainte d'adhérence:**

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 653.12 \text{ mm.}$$

$$\tau_{su} = \frac{60.96 * 10^3}{0.9 * 360 * 653.12} = 0.69 < 3.15 \text{ MPa} \quad CV$$

❖ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$I = 4445348.69 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$y = 21.11 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 2.84 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Donc le condition est vérifiée}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :(Art7.4.3.2.RPA99/2003):**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \rho_d * f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = 0.075 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0.04 \quad \text{si } \lambda_g < 5$$

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \frac{l_f}{b}$$

$$\lambda_g = \frac{0.7 * 7.48}{0.5} = 10.47 > 5 \text{ donc } \rho_d = 0.075$$

$$\tau_u = \frac{60.96 * 10^3}{500 * 450} = 0.27 < \bar{\tau}_u = 0.075 * 25 = 1.875 \text{MPa CV}$$

➤ **Vérification au flambement:**

L'effort maximal repris par le poteau est : $N_{max} = 455.59 \text{KN}$

$$l_f = 2.62 \text{m}$$

$$I_{XX} = I_{YY} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.4^4}{12} = 0.002 \text{ m}^4$$

$$B = 0.4 * 0.4 = 0.25 \text{m}^2$$

Soit : $\lambda = \frac{l_f}{i}$; avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.005}{0.25}} = 0.144 \text{m}$

$$i_{XX} = i_{YY} = 0.111 \text{m} ; \quad \lambda_{XX} = \lambda_{YY} = \frac{2.62}{0.111} = 18.19$$

$$\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\Delta = \frac{1500}{\lambda^2} \quad \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70$$

$$0 < \lambda = 18.19 < 50$$

donc : $\Delta = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{18.19}{35}\right)^2} = 0.83$

On doit vérifiée que :

$$B_r \geq R = \frac{N_{max}}{\Delta \left(\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{f_e}{100\gamma_s} \right)}$$

$$B_r = (50 - 2) * (50 - 2) = 2304 \text{cm}^2$$

$$B_r \geq \frac{783.47 * 1000}{0.83 \left(\frac{25}{0.9 * 1.5} + \frac{400}{100 * 1.15} \right)} = 462.56 \text{cm}^2$$

$$B_r = 2304 \text{cm}^2 > 462.56 \text{cm}^2 \quad \text{CV}$$

❖ **Vérification de l'effort normal ultime:**

D'après **CBA93 (Art.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_{\text{ultime}} = \Delta \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

Δ : Coefficient en fonction de l'élançement λ .

B_r : Section réduite du béton.

A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$N_{\text{ultime}} = 0.83 \left(\frac{2304 * 100 * 25}{0.9 * 1.5} + 28.7 * \frac{400}{1.15} \right)$$

$N_{\text{ultime}} = 3549.62\text{KN} > N_{\text{max}} = 783.47\text{KN}$ donc la condition vérifiée.

Les résultats du ferrailage longitudinal pour tous les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. V.6 : Tableau récapitulatif de calcul de ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix des barres
Bloc B	N _{max} = 783.47	M _{cor} = 25.38	50x50	0	2,84	20	4T20+8T16
	N _{min} = -330.59	M _{cor} = 70.04		8.11			
	N _{cor} =101.08	M _{max} = 258.35		2.25			
Bloc A et C	N _{max} = 97.31	M _{cor} = 28.24	40x40	0.79	1.74	12.8	4T16+4T14
	N _{min} = -257.29	M _{cor} = 17.80		4.52			
	N _{cor} = 157.67	M _{max} =71.47		3.01			
Bureau	N _{max} =455.59	M _{cor} = 64	40x40	0	1.74	12.8	4T16+4T14
	N _{min} = -326.23	M _{cor} = 60.25		8.48			
	N _{cor} = 330.95	M _{max} =59.36		0			
Minaret	N _{max} =186.53	M _{cor} = 8.23	40x40	0	1.74	12.8	4T16+4T14
	N _{min} = -101.6	M _{cor} = 5.4		1.67			
	N _{cor} = 137.6	M _{max} =74.265		0			

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

Pour cause de changement de sens de direction de séisme, on généralise le ferrailage le plus défavorable sur tous les cotes de poteau avec pris en considération de la condition de non fragilité et la section minimal d'armature imposée par le CBA et le RPA, les résultats de choix de ferrailage sont résumer dans le tableau suivant :

Tableau. V.7 : Tableau récapitulatif de choix des armatures des poteaux.

Niveau	Section	$A_{S(cal)}$ (cm ²)	A_{cnf} (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	A_{max} ZR (cm ²)	A_{max} ZC (cm ²)	choix des armateurs	A_{adop} (cm ²)
Bloc B	50 x 50	8.11	2,84	20	150	75	4T20+8T16	28.7
BLOC A et C	40 x 40	4.52	1.74	12.8	96	64	4T16+4T14	14.2
BUREAU	40 x 40	8.48	1,74	12.8	96	64	4T16+4T14	14.2
MINARET	40 x 40	1.67	1,74	12.8	96	64	4T16+4T14	14.2

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de pourcentage maximal des armatures :

Tableau. V.8 : Vérification de pourcentage maximal des armatures pour les poteaux.

Poteau	$A_{s,adop,ZC}$	$A_{max,ZC}$	Obs	$A_{s,adop,ZR}$	$A_{max,ZR}$	Obs.
Le bloc B						
50x50	28.7	48	$A_{s,ado} < A_{max}$	28.7	96	$A_{s,ado} < A_{max}$
le bloc A et C						
40X40	14.2	48	$A_{s,ado} < A_{max}$	14.2	96	$A_{s,ado} < A_{max}$
bureau						
40X40	14.2	48	$A_{s,ado} < A_{max}$	14.2	96	$A_{s,ado} < A_{max}$
le minaret						
40X40	14.2	48	$A_{s,ado} < A_{max}$	14.2	96	$A_{s,ado} < A_{max}$

❖ **Longueur de recouvrement RPA99/V2003 Art (7.4.2.1) :**

Selon la zone sismique IIa, la longueur minimale de recouvrement est donnée par

$$l_r = 40\phi.$$

Tableau. V.9 : Longueur de recouvrement.

	Pour tous les blocs		
ϕ	T20	T16	T14
l_r (cm)	80	64	56

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification des poteaux à ELU :

Tableau. V.10 : Tableau récapitulatif de vérification des poteaux à l'ELU.

POTEAU	Contrainte de cisaillement			Contrainte d'adhérence				
	V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
Bloc B								
50X50	35.52	0.25	4.34	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	653.12	0.69	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Bloc A et C								
40X40	58.17	0.41	4.34	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.8	0.41	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Bureau								
40X40	55.91	0.39	4.34	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.8	0.46	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Le minaret								
40X40	2.87	0.02	4.34	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.8	0.04	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul des armatures transversales en zone nodale et en zone de recouvrement :

Tableau. V.11 : Tableau récapitulatif des armatures transversales.

NIVEAU	V_u (kN)	λ	ρ_a	A_t (cm ²)	$A_{adopté}$	Choix
BLOC B						
50x50	34.47	10.47	2.5	0.76	2.01	4 ϕ 8
Le bloc A et C						
40x40	58.17	6.55	2.5	0.91	2.01	4 ϕ 8
BUREAU						
40x40	55.91	6.55	2.5	0.87	2.01	4 ϕ 8
LE MINARET						
40x40	3.1	7.14	2.5	0.55	2.01	4 ϕ 8

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de la contrainte dans le béton à ELS :

Tableau. V.12 : Vérification des contraintes dans le béton.

POTEAU	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	OBS
BLOC B							
50X50	44.43	20.64	445348.96	21.11	2.84	15	CV
LE BLOC A et C							
40X40	122.24	14.2	138932	14.97	1.24	15	CV
BUREAU							
40X40	45.3	14.2	138932	14.97	0.48	15	CV
MINARET							
40X40	0.828	14.2	138932	14.97	0.085	15	CV

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de flambement des poteaux

Tableau. V.13 : Vérification de flambement des poteaux.

POTEAU	L(m)	I _f (m)	I _{xx} = I _{yy} (m) ⁴	B (m ²)	i(m)	λ	Δ	B _r (cm ²)	R (cm ²)	OBS
Le bloc B										
50X50	3.74	2.62	0.005	0.25	0.144	18.19	0.83	2304	374.67	CV
Le bloc A et C										
40X04	3.74	2.62	0.002	0.16	0.111	23.53	0.78	1444	107.69	CV
BUREAU										
40X40	3.74	2.62	0.002	0.16	0.111	23.53	0.78	1444	268.98	CV
MINARET										
40X40	4.08	2.86	0.002	0.16	0.111	25.71	0.95	1444	89.26	CV

Le tableau suivant récapitule les résultats de vérification de l'effort ultime dans les poteaux

Chapitre V : Calcul des éléments résistants

Tableau. V.14 : Vérification de l'effort normale ultime.

Section (cm ²)	L ₀ (m)	I _f (m)	λ	A (cm ²)	N _{max} (kN)	N _{ultime} (KN)	OBS
BLOC B							
50x50	3.74	2.62	23.53	20.64	182.4	3549.62	CV
Le bloc A et C							
40x40	3.74	2.62	23.53	14.2	310.93	2744.47	CV
LE BUREAU							
40x40	3.74	2.62	23.53	14.2	455.59	2744.47	CV
Le MINARET							
40x40	4.08	2.856	25.71	14.2	186.53	3430.58	CV

V.2.5 Schémas des ferrillages des poteaux :

✓ **Poteaux carré :**

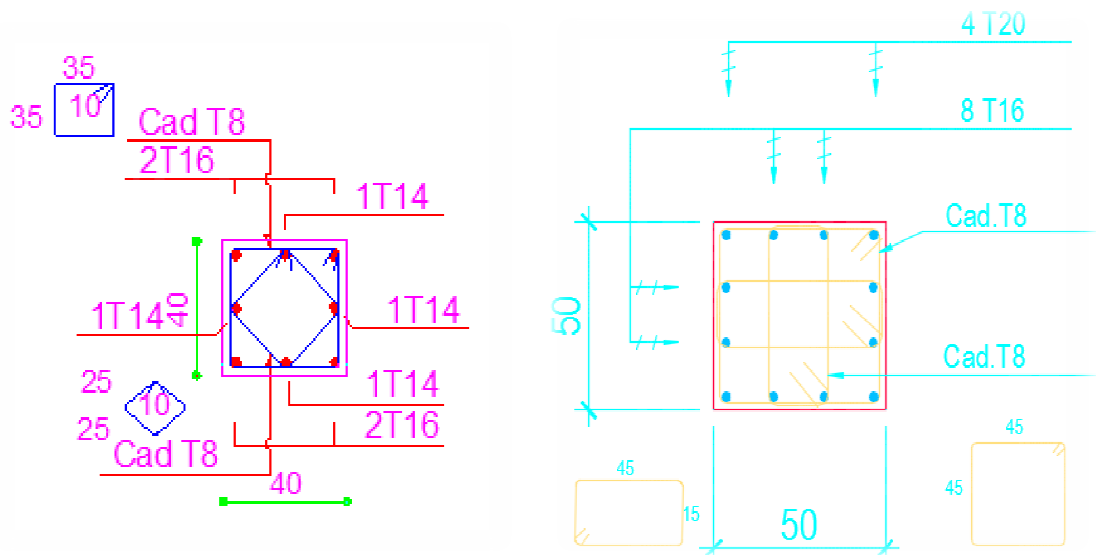


Figure. V.3 : Ferrailage des poteaux carrés.

V.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton avec armatures incorporées. Elles transmettent les charges aux poteaux.

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime « **E.L.U** », puis vérifiées à l'état limite de service « **E.L.S** ».

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage, on doit respecter le pourcentage minimal imposé par le « **RPA99** » en zone **IIa**.

Les combinaisons à prendre en compte pour les poutres sont :

Tableau. V.15 : combinaisons de charges.

Selon le CBA 93 (durable)	Selon le RPA (accidentelle)
1.35G + 1.5Q (ELU)	G + Q ± E
G + Q (ELS)	0.8G ± E

V.2.1 Recommandation du RPA99 Version 2003 :

a) Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1/RPA99 Version 2003) :

➤ Le pourcentage total des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en tout la section $\implies A_{\min} = 0.5\% b.h$

➤ Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4 % En zone courante $\implies A_{\max} = 4\% b.h$

6 % En zone de recouvrement $\implies A_{\max} = 6\% b.h$

➤ La longueur minimale de recouvrement est de :

40 Øen zone I et II_a

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.

b) Armatures transversales (Art7.5.2.2/RPA99 Version 2003) :

➤ La quantité minimale des armatures transversales est donnée par :

$$A_t = 0,003. S. b$$

➤ l'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

❖ Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S_t = \min (h / 4, 12 \varnothing_1)$$

Avec :

\varnothing_1 : c'est la valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

❖ En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h / 2$

➤ La valeur du diamètre \varnothing_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2 Recommandations des règles CBA93 :

V.2.2.1 Caractéristiques géométrique des poutres et des matériaux qui les constituent :

Tableau. V.16 : caractéristiques des poutres.

	h (cm)	b (cm)	C (cm)	d (cm)	f c28 (Mpa)	f e (Mpa)	fissuration
Poutre principale (Bloc A et C minaret)	40	30	3	37	25	400	Peu préjudiciable
Poutre principale (Bloc B et le bureau d'imam)	60	40	3	57	25	400	Peu préjudiciable
Poutre secondaire (Bloc A, B, C et le bureau d'imam)	35	30	3	32	25	400	Peu préjudiciable

V.2.3 Calcul des armatures longitudinal (méthode général) :

Dans le cas d'une flexion simple, on procède de la manière suivante (Le calcul se fait en travée et en appuis) :

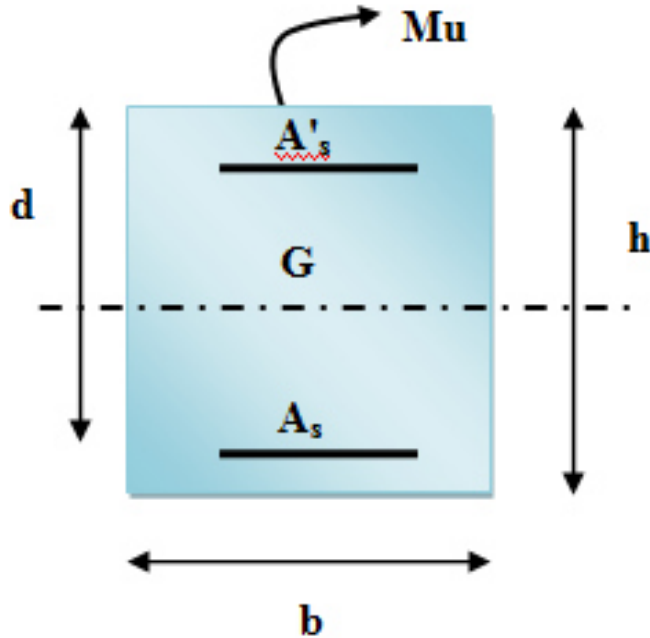


Figure. V.4 : schéma d'une section rectangulaire.

Avec :

A_s : section des aciers tendus ou le moins comprimés selon le cas.

A'_s : section des aciers supérieure la plus comprimée.

M_u : moment de flexion supporté par la section.

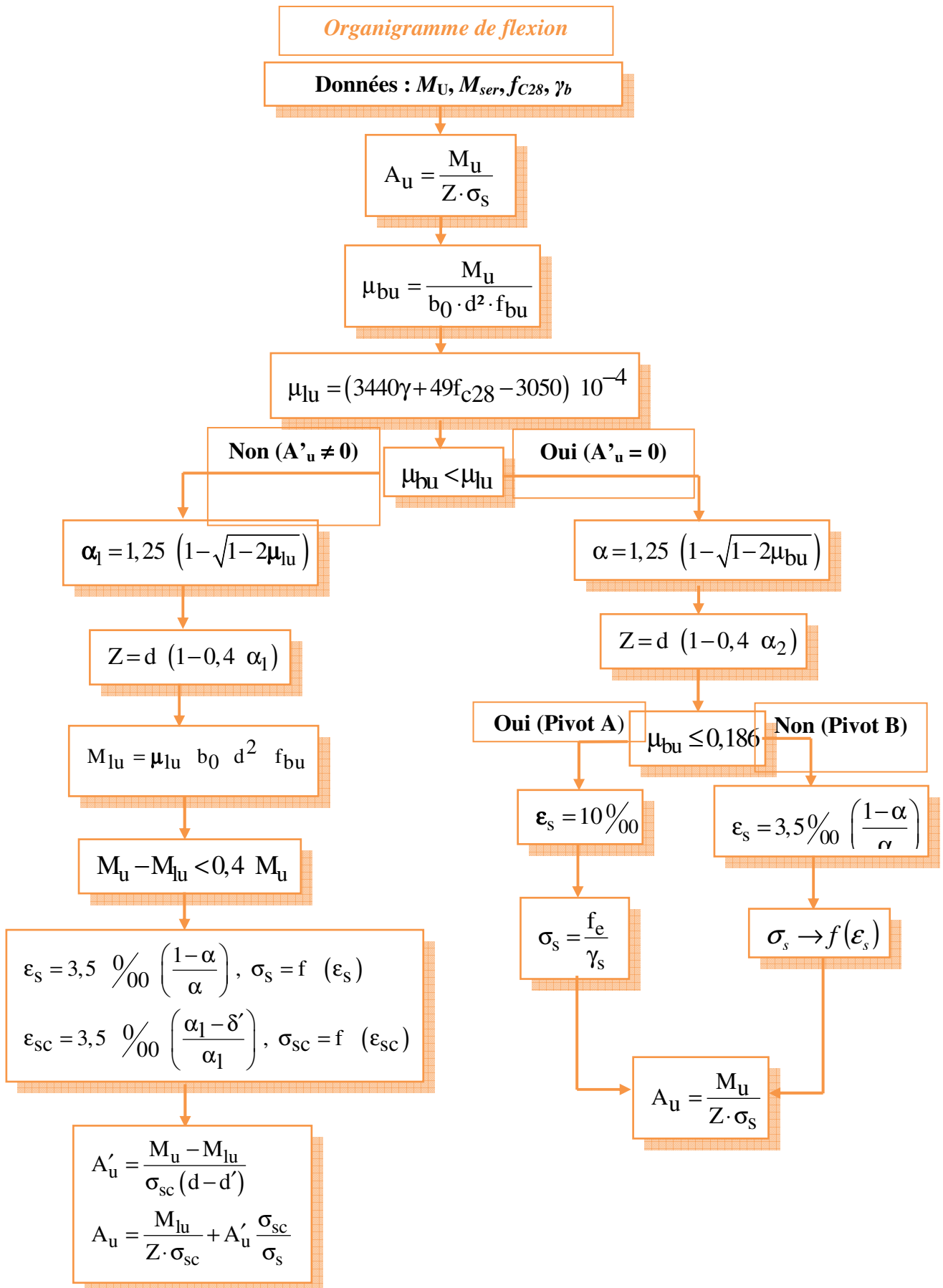
On calcule les moments réduits :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \quad \text{Avec : } f_{bu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

- $\gamma_b = 1.15$, $\theta = 0.85$ Si la combinaison est accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$, $\theta = 1$ Si la combinaison est fondamentale

Les poutres travaillent à la **flexion simple**. Les moments maximaux, en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

Les étapes de calcul sont résumées dans l'organigramme ci-après (BAEL91) :



❖ **Les vérifications à L ELU :**

a) **Condition de non fragilité :**

➤ Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité, comme suit :

$$A_{l\min} = 0,23 . b . d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Avec :

f_{t28} : la résistance caractéristique de béton à la traction.

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

b) **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

La fissuration comme étant préjudiciable.

Donc :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Et :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant

c) **Vérification de Contrainte d'adhérence :**

On doit vérifier l'équation suivante : $\tau_{su} \leq \bar{\tau}_{su}$

$$\text{On a } \bar{\tau}_{se} = \bar{\Psi}_s f_{t28}$$

$$\bar{\Psi}_s \geq 1.5 \text{ on prend } \bar{\Psi}_s = 1.5$$

$$\text{D'où } \bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.7 = 4.05 \text{ MPa}$$

et on a
$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum U_i$: la somme des périmètres des armatures tendues .

$$\sum_{i=1}^n u_i = n . \pi . \emptyset$$

❖ **Vérification à L'ELS:**

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

a) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Du fait que la fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire.

b) **Dans le béton : on doit vérifier :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec :

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

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-C')^2$$

I : moment d'inertie de section homogène

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Y : position de l'axe neutre.

c) **Dans l'acier : on doit vérifier :**

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}y}{I} (d-y) < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2 + 15A'_s(y-C')^2$$

I : moment d'inertie de section homogène

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + C'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{f_e}{3} ; 110\sqrt{\eta} f_{tj}\right)$$

$$H = 1.6 \text{ (HA } \emptyset > 6mm)$$

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

V.2.4 Armature transversales:

✓ **Selon le CBA 93 :**

Dans le cas courant de la flexion simple avec des armatures droites ($\alpha=90^\circ$), les armatures transversales sont calcul à partir de la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u - 0.3f_{t28}^*}{0.9\sigma_s}; \rho_{t,\min} \right\} \text{ (ArtA5.1.2.3) CBA 93}$$

Avec :

$$f_{t28}^* = \text{Min}\{f_{t28}; 3.3 \text{ MPa}\}$$

$\rho_{t,\min}$: la condition de non fragilité dans les armature transversales

$$\rho_{t,\min} = \frac{1}{f_e} \text{Max} \left\{ \frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$S_t \leq \text{Min}\{0.9d; 40 \text{ cm}\} \text{ (Art5.1.2.2) CBA 93}$$

$$S_t \leq \frac{A_t f_e}{0.4b_0} \text{ (Art 5.1.2.2) CBA 93}$$

✓ **Selon RPA (Art 7.5.2.2) RPA 99/2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0.003b_0$$

$$S_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_l \right\} \text{ en zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ en zone courante}$$

Avec :

A_t : Section des armatures transversales

S_t : Espacement entre les armatures transversales

✓ **Section minimale d'armature d'âme :**

➤ Volume minimal d'armatures : $\rho_{l,\min} = \frac{1}{f_e} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa} \right\}$

➤ Diamètre des armatures d'âme : $\phi_l \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l,\min} \right\}$

➤ Espacement maximale : $S_{t,\max} = \text{Min} \left\{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \right\}$

➤ Espacement : $\rho_l = \frac{A_t}{b_0 S_t}$

V.2.5 Ferrailage des poutres:

Dans notre projet on a trois types de poutre :

- ✓ Poutre principale (30x40) cm (bloc A, C et le minaret).
- ✓ Poutre principale (60x40) cm (bloc B et le bureau)
- ✓ Poutre secondaire (30x35) cm (bloc A, B, C, le bureau et le minaret).

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle,

Par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

V.2.5.1 Exemple de calcul poutre 60x40 bloc B :

Tableau. V.17 : Résultats des moments et efforts tranchants obtenus par ETABS pour poutre 60x40.

	Situation durable	Situation accidentelle		ELS		Effort tranchant
Combinaisons	1.35G+1.5Q (KN.m)	G+Q+E (KN.m)	0.8G+E (KN.m)	G+Q (KN.m)		V max (KN)
Position	Travée	Appui		Travée	Appui	V max
		M _{sup}	M _{inf}			
P.P (60x40)	119.33	163.7	171.55	115.85	150.55	196.19

1) Calcul de ferrailage longitudinal:

a) Calcul à ELU:

Les données :

$$h = 0.6 \text{ m} ; b = 0.40 \text{ m} ; d = 0.57\text{m} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2.1\text{MPa} ; f_{bc} = 14.2 \text{ MPa} ;$$

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

❖ Ferrailage en travée:

Tableau. V.18 : Les sollicitations de calcul des armatures en travée.

M _u (KN. m)	M _{ser} (KN. m)	θ	γ _s	γ _b	f _{bu} (MPa)	σ _s (MPa)
119.33	115.85	1	1.15	1.5	14.17	348

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{119.33 * 10^6}{400 * (540)^2 * 14.17} = 0.072 < \mu_l$$

Donc :

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.072}) = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 540(1 - 0.4 * 0.09) = 51.92\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z * f_{ed}} = \frac{119.33 * 10^6}{51.92 * 348} = 660.25 \text{ mm}^2 = 6.60\text{cm}^2$$

❖ **Ferraillage sur appuis:**

Tableau. V.19 : Les sollicitations de calcul des armatures en appuis.

M_u (KN. m)	M_{ser} (KN. m)	θ	γ_s	γ_b	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)
171.55	150.55	0.85	1	1.15	21.74	400

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{171.55 * 10^6}{400 * 540^2 * 21.739} = 0.07 < \mu_1$$

Donc :

$$A'_s = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 * 0.07}) = 0.09$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 540(1 - 0.4 * 0.09) = 52.05$$

$$A_s = \frac{M_U}{Z * f_{ed}} = \frac{171.55 * 10^6}{390.42 * 400} = 10.98.5 \text{ mm}^2 = 9.65 \text{ cm}^2$$

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0.23 * 400 * 540 \frac{2.1}{400} = 260.82 \text{ mm}^2 = 2.61 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage exigé par RPA99/version 2003 (Art 7.5.2.1) :**

$$A_{s \text{ RPA min}} = 0.005 * 40 * 60 = 12 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.04 * 40 * 60 = 96 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante)}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0.06 * 40 * 60 = 144 \text{ cm}^2 \text{ (Zone recouvrement)}$$

Conclusion des résultats trouvés :

- En travée : $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$
- En appui : $A_s = 12.06 \text{ cm}^2$

b) Vérification à ELU:

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

❖ **En travée:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{196.19 * 10^3}{400 * 540} = 0.91 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.91 \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \quad \text{CV}$$

❖ **En appui :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{150.85 * 10^3}{400 * 540} = 0.69 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

✓ **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

❖ **En travée :**

$$\tau_{su} = \frac{196.19 * 1000}{0.9 * 540 [(3.14 * 6 * 14) + (3.14 * 3 * 12)]} = 1.08 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{su} = \bar{\Psi}_s * f_{t28} = 1.5 * 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$$\tau_{su} = 1.08 \text{MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

❖ **En appui :**

$$\tau_{su} = \frac{150.55 * 1000}{0.9 * 540 [(3.14 * 6 * 14) + (3.14 * 3 * 12)]} = 0.82 \text{MPa}$$

$$\tau_{su} = 0.82 \text{MPa} < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{MPa} \quad \text{CV}$$

c) Vérification des contraintes à ELS:

Pour une fissuration préjudiciable

❖ **En travée:**

$$y = \frac{15 * 12.06}{40} \left[\sqrt{1 + \frac{40 * 54}{7.5 * 12.06}} - 1 \right] = 18.05 \text{cm}$$

$$I = \frac{40 * (18.05)^3}{3} + 15 * 12.06 (54 - 18.05)^2 = 312305.52 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 5.91 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 137.39 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa CV}$$

❖ **En appui :**

$$y = \frac{15 * 12.06}{40} \left[\sqrt{1 + \frac{40 * 54}{7.5 * 12.06}} - 1 \right] = 18.05 \text{cm}$$

$$I = \frac{40 * (18.05)^3}{3} + 15 * 12.06(54 - 18.05)^2 = 312305.52 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.47 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 111.98 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{MPa}$$

✓ **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{1}{16} \right) \Rightarrow (0.083 > 0.0625) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{h_t}{L} \right) \geq \left(\frac{M_{ser, travée}}{10 M_{0, ser}} \right) \Rightarrow (0.083 > 0.064) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d} \right) \leq \left(\frac{4.2}{f_e} \right) \Rightarrow (0.0056 < 0.0105) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

L: La portée de la travée entre nus d'appui ($L = 720 \text{ cm}$)

h_t : La hauteur totale de la section droite ($h_t = 60 \text{ cm}$)

d: La hauteur utile de la section droite ($d = 54 \text{ cm}$)

b: La largeur de la poutre ($b = 40 \text{ cm}$)

$M_{t service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S ($M_{ser, travée} = 119.33 \text{ KN.m}$)

$M_{a service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S ($M_{0, ser} = 150.55 \text{ KN.m}$)

A: La section des armatures tendue ($A_s = 12.06 \text{ cm}^2$)

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé ($f_e = 400 \text{ MPa}$)

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

2) **Calcul des armatures transversales:**

Le ferrailage transversal se fait avec l'effort tranchant qui provoque des contraintes de cisaillement.

❖ **Selon le CBA 93 :**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0,4. b. S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales ; $S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm})$

Donc on adopte les espacements suivants : $S_t = 15\text{cm}$.

Donc:

$$A_t \geq 0.4 \times 0.4 \times 0.15 / 400 \quad \Rightarrow \quad A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

✓ **Diamètre des armatures d'âme :**

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

$$\phi_t \leq \text{Min} \left(\frac{60}{35}; 1.2; \frac{40}{10} \right) = \text{Min}(1.71; 1.2; 4) = 1.2 \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ **Les armatures de peau pour la poutre 60x40 :**

$$A_p \geq 3 \text{ cm}^2 * u[m]$$

Avec :

$u[m]$: le périmètre en mètre.

$$A_p \geq 3 \text{ cm}^2 * 2 * (0.4 + (0.6 - 0.2))$$

$$A_p \geq 4.8 \text{ cm}^2$$

Donc :

On adopte **4 HA14** avec une section d'armatures $A_{p \text{ adopté}} = 6,16 \text{ cm}^2$.

❖ **Selon le RPA99/version 2003:**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$

✓ **L'espacement maximal :**

- En zone nodale : $S_t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \phi_L) = 8 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 15 \text{ cm}$

On aura alors :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.8 \text{ cm}^2 > 0.45 \text{ cm}^2$$

✓ **Conclusion :**

$$S_t \text{ Adopté} = \text{min} (S_t \text{ CBA}, S_t \text{ RPA}).$$

- En zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$
- En zone courante : $S_t = 15 \text{ cm}$

Le choix des barres est le suivant : 4Ø8..... $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre «Ø8 »

✓ **Recouvrement des barres longitudinales :**

Selon l'RPA99/version2003, la longueur de recouvrement dans la zone IIa est :

$$L_r = 40\phi_1 \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 \rightarrow L_r = 48 \text{ cm}; \text{ on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

✓ **Longueur de la zone nodale :**

$$h' = 2 \times h = 120 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{RPA99/version 2003.}$$

❖ Les tableaux récapitulatifs des résultats trouvés :

Tableau. V.20.Tableau récapitulatif de ferrailage des PP.

POUTRE		M (KN.m)		As (cm ²)	Amin (CNF) (cm2)	A _{min} (RPA) (cm2)	Combinaison	
Le bloc B	PP (60X40)	Sur appuis	Sup	119.33	6.61	2.61	12	G+Q-Ex
			In f	171.55	9.65			0.8G+Ex
		En travée	205.47		11.04			1.35G+1.5Q
Le bureau	PP (60x40)	Sur appuis	Sup	204.46	9.33	1.3	6	G+Q-Ex
			In f	98.97	4.42			0.8G+Ex
		En travée	288.19		15.94			1.35G+1.5Q
Le bloc A et C	PP (30x40)	Sur appuis	Sup	71.8	5.07	1.3	6	G+Q-Ex
			In f	78.54	5.57			0.8G+Ex
		En travée	110.26		9.62			1.35G+1.5Q
Le minaret	PP (30x40)	Sur appuis	Sup	79.15	6.69	1.3	6	G+Q-Ex
			In f	80.52	6.82			0.8G+Ex
		En travée	17.35		1.4			1.35G+1.5Q

Tableau. V.21 : Tableau récapitulatif de ferrailage des ps.

POUTRE		M (KN.m)			As (cm ²)	A _{min} (CNF) (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Combinaison
le bloc B	PS 35X30	Sur appuis	Sup	35.09	2.82	1.14	5.25	G+Q-Ey
			Inf	72.51	6.02			0.8G+Ey
		En travée		102.37	10.7			1.35G+1.5Q
le bureau	PS 35X30	Sur appuis	Sup	50.19	4.09	1.14	5.25	G+Q-Ey
			Inf	26.48	2.11			0.8G+Ey
		En travée		70.32	6.95			1.35G+1.5Q
le bloc A et C	PS 35x30	Sur appuis	Sup	13.64	1.08	1.14	5.25	G+Q-Ey
			Inf	16.36	1.29			0.8G+Ey
		En travée		22.99	2.12			1.35G+1.5Q
Le minaret	PS 35x30	Sur appuis	Sup	79.2	6.71	1.14	5.25	G+Q-Ey
			Inf	81.15	6.16			0.8G+Ey
		En travée		17.35	1.41			1.35G+1.5Q

Tableau. V.22 : La longueur minimale de recouvrement

Diamètre ϕ (mm)	Longueur L (cm) = 40 ϕ
ϕ 12	50
ϕ 14	60
ϕ 16	65

Tableau. V.23 : Tableau récapitulatif de vérification des pp à l'ELU.

Contrainte de cisaillement		Contrainte d'adhérence							
		V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
bloc B	En Travée	196.19	0.91	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.8	1.06	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	En Appui	150.85	0.69	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.8	1.08	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
bureau	En Travée	349.87	3.24	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.8	3.01	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	En Appui	225.74	2.09	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	357.96	1.95	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Bloc A et C	En Travée	186.17	1.72	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	452.16	1.27	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	En Appui	164.65	1.53	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	489.84	1.04	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
minaret	En Travée	43.26	0.4	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	452.16	0.3	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	En Appui	42.26	0.39	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	489.84	0.27	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau. V.24 : Tableau récapitulatif de vérification des PS à l'ELU.

Contrainte de cisaillement					Contrainte d'adhérence				
		V_u (kN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	OBS	ΣU_i (mm)	τ_{su} (MPa)	$\bar{\tau}_{su}$ (MPa)	OBS
bloc B	En Travée	196.19	2.08	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	395.64	1.75	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	En Appui	150.85	1.6	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	395.64	1.34	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
bureau	En Travée	349.87	3.7	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.8	3.27	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	En Appui	225.74	2.39	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	395.64	2.01	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
Bloc A et C	En Travée	186.17	1.97	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.8	1.74	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	En Appui	164.65	1.74	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	395.64	1.46	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
minaret	En Travée	43.26	0.46	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	376.8	0.41	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$
	En Appui	42.26	0.45	3.33	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	395.64	0.37	3.15	$\tau_{su} < \bar{\tau}_{su}$

Tableau. V.25 : Tableau récapitulatif de vérification des poutres PP à l'ELS.

Les niveaux		M_{ser} (kN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
bloc B	En Travée	119.33	17.97	329637.07	0.65	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	En Appui	150.55	17.01	297106.55	0.86	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Bureau	En Travée	133.04	20.80	433311.69	0.63	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	En Appui	172.96	16.77	289386.12	1.00	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Bloc A et C	En Travée	132.08	14.66	103523.24	1.87	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	En Appui	156.66	11.83	69487.26	2.66	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Minaret	En Travée	42.62	6.53	22281.28	1.24	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	En Appui	43.26	12.83	80881.82	0.68	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau. V.26 : Tableau récapitulatif de vérification des poutres PS à l'ELS.

Les éléments		M_{ser} (kN. m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
bloc B	En Travée	119.33	13.91	79437.51	2.08	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	En Appui	150.55	11.19	53116.64	3.17	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Bureau	En Travée	133.04	11.83	58967.84	2.67	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	En Appui	172.96	9.57	39630.14	4.17	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Bloc A et C	En Travée	132.08	7.24	23290.26	4.10	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	En Appui	156.66	5.81	15233.70	5.97	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Minaret	En Travée	42.62	11.67	57492.91	1.56	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	En Appui	43.26	6.04	16456.91	0.87	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

Tableau. V.27 : Tableau récapitulatif de choix des armatures longitudinal des poutres.

	Poutre principale		Poutre secondaire		Combinaison
	Le choix des barres	A_{adp} (cm ²)	Le choix des barres	A_{adp} (cm ²)	
le bloc B	6T16	12.06	3T14+3T12	8.01	G+Q-E
	6T16	12.06	3T14+3T12	8.01	0.8G+E
	6T16	12.06	5T14+3T12	11.09	1.35G+1.5Q
le bureau	5T16	10.05	3T14+3T12	8.01	G+Q-E
	5T16	10.05	3T14+3T12	8.01	0.8G+E
	6T16	12.06	3T14+3T12	8.01	1.35G+1.5Q
le bloc A et C	3T16+3T14	10.65	3T14+3T12	8.01	G+Q-E
	3T16+3T14	10.65	3T14+3T12	8.01	0.8G+E
	3T16+3T14	10.65	3T14+3T12	8.01	1.35G+1.5Q
Le minaret	6T14	9.23	3T14+3T12	8.01	G+Q-E
	6T14	9.23	3T14+3T12	8.01	0.8G+E
	6T14	9.23	3T14+3T12	8.01	1.35G+1.5Q

Tableau. V.28 : Tableau récapitulatif de calcul des armatures transversales des poutres.

	Espacement		Armature transversales		
	Zone courante	Zone nodale	$A_t(\text{cm}^2)$	Choix	$A_t\text{adopté}$
PP (60x40)	15	10	1.8	4 ϕ 8	2.01
PP (40x30)	15	10	1.35	4 ϕ 8	2.01
PS (35x30)	15	10	1.35	4 ϕ 8	2.01

V.2.6 Schémas des ferrillages des poutres:

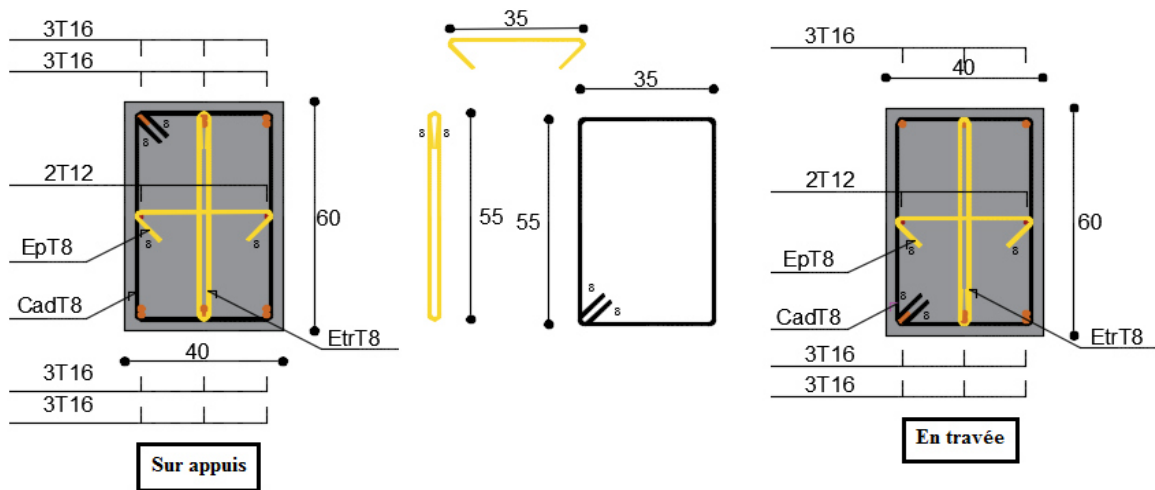


Figure. V.5 : schéma de ferrillage des poutres principales en travée et en appuis (bloc B).

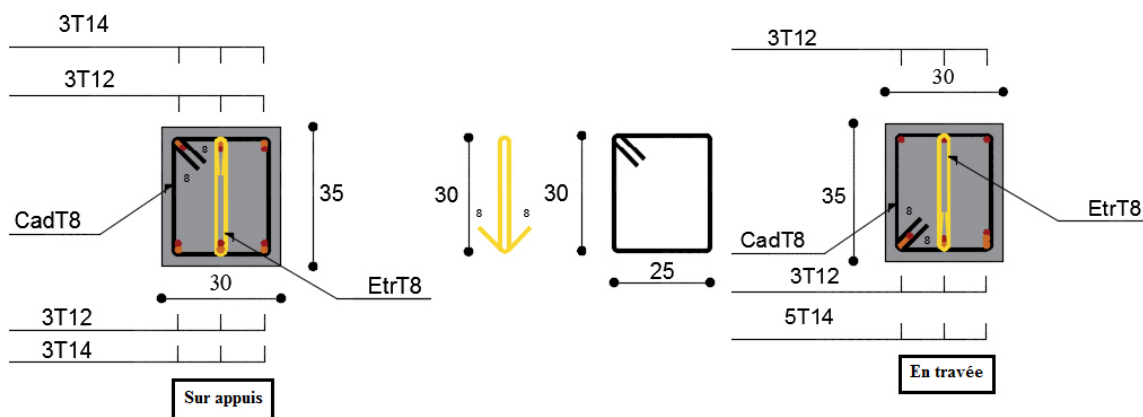


Figure. V.6 : schéma de ferrillage des poutres secondaire en travée et en appuis (bloc B).

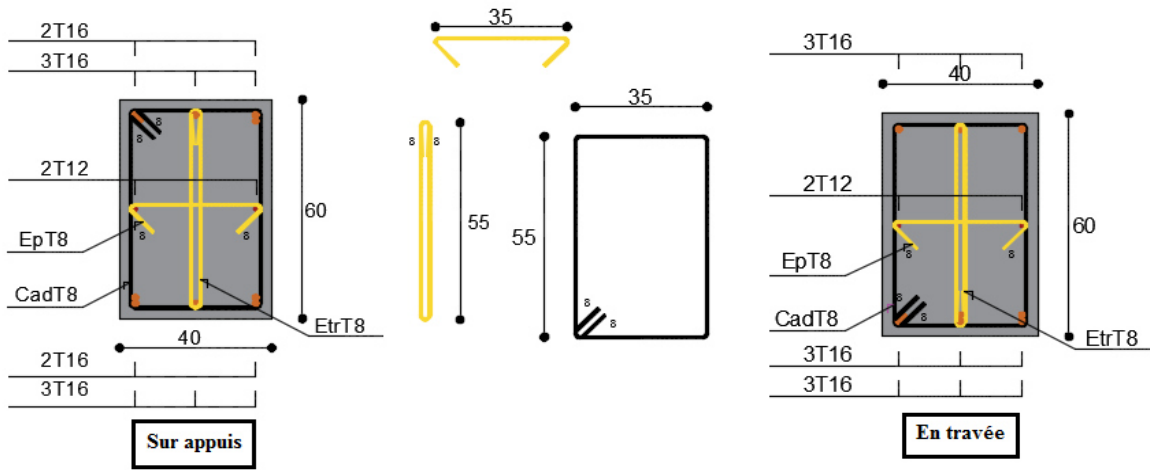


Figure. V.7 : schéma de ferrailage des poutres principales en travée et en appuis (Bureau).

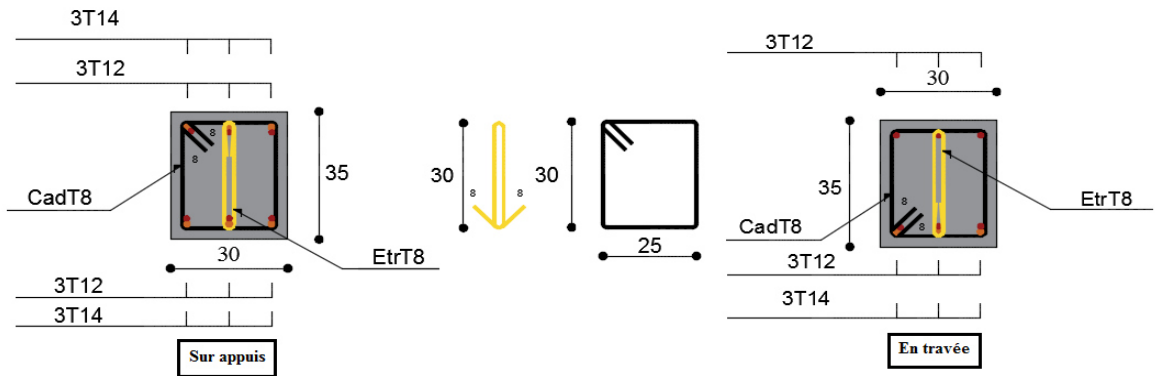


Figure. V.8 : schéma de ferrailage des poutres secondaire en travée et en appuis (Bureau).

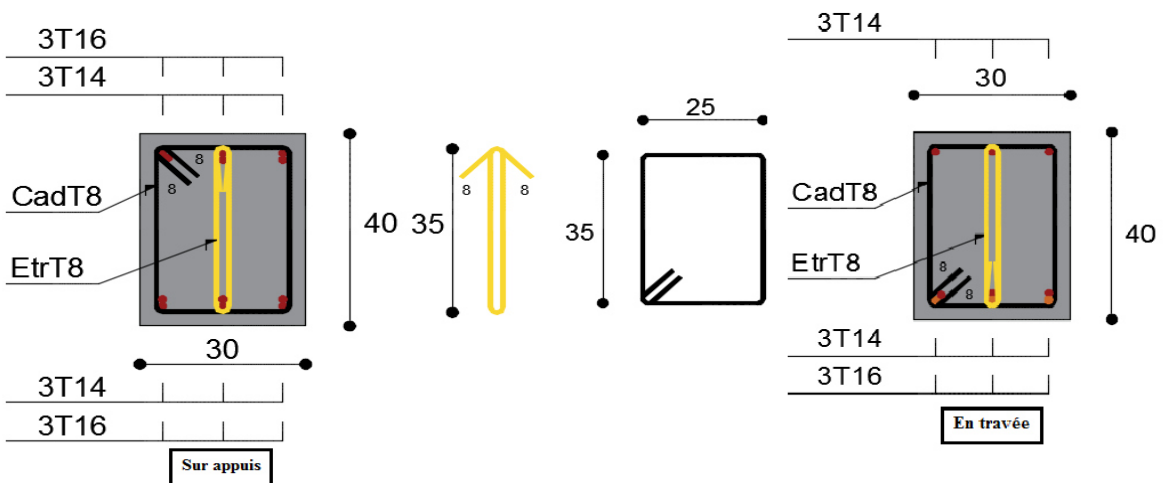


Figure. V.9 : schéma de ferrailage des poutres principales en travée et en appuis bloc A et C.

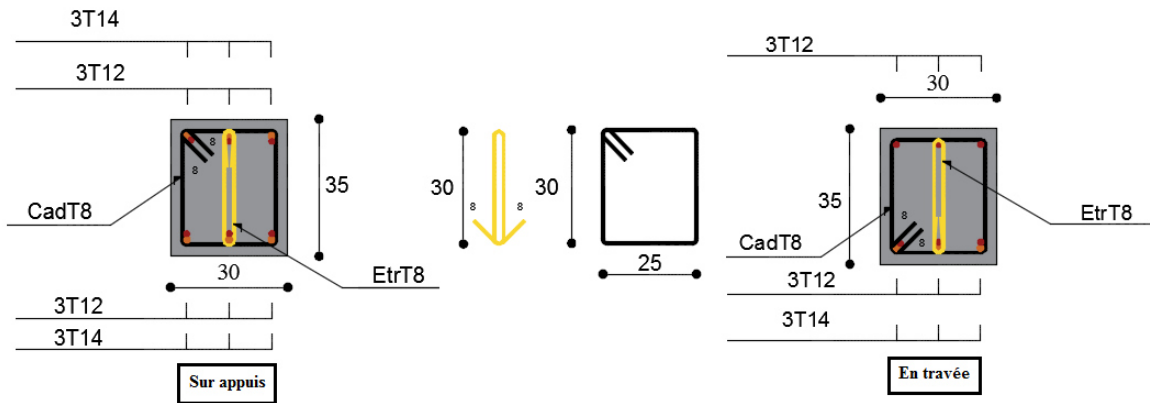


Figure. V.10: schéma de ferrailage des poutres secondaire en travée et en appuis bloc A et C.

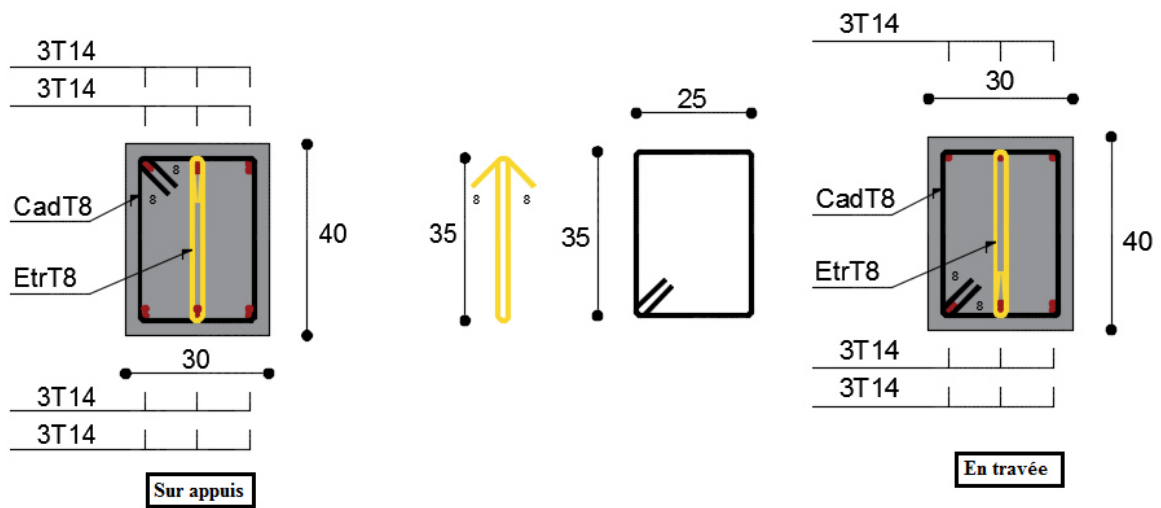


Figure. V.11 : schéma de ferrailage des poutres principales en travée et en appuis (minaret).

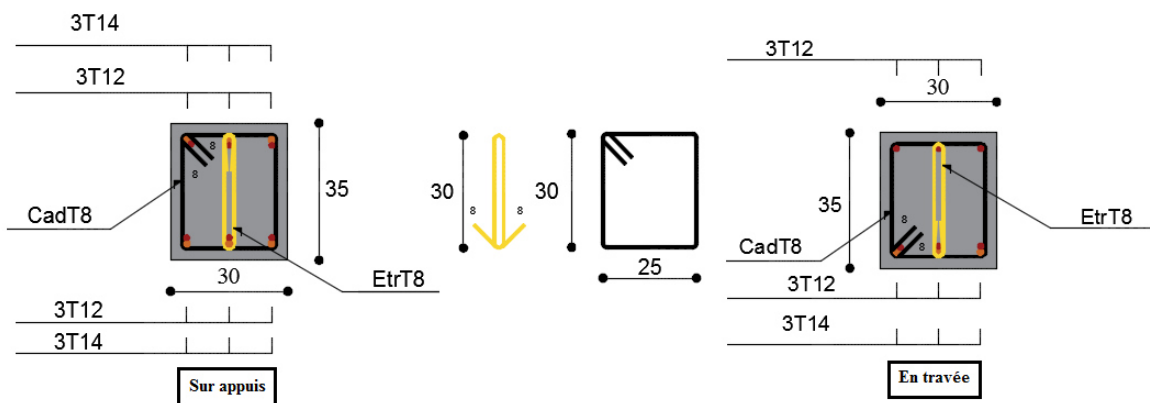


Figure. V.12 : schéma de ferrailage des poutres secondaire en travée et en appuis (minaret).

V.3 Ferraillage des voiles :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes(G), d'exploitation (Q), et une charge horizontale due à l'action du vent ou d'un séisme.

Donc les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

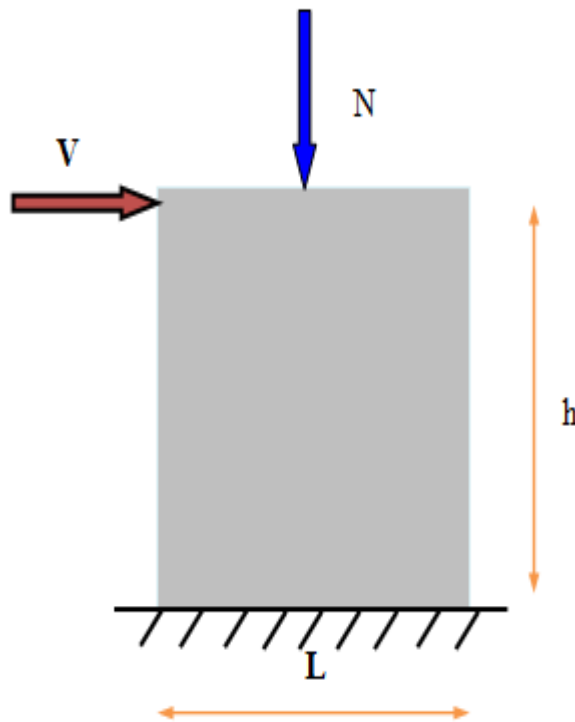


Figure. V.13 : Sollicitations des voiles.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement avec effort tranchant sous les combinaisons des efforts dus aux charges verticales et horizontales (G , Q et E).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.3.1 Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales :

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables.
- Structures contreventées par voiles.
- Structures mixtes portiques / voiles.

Dans notre projet, seul le minaret est contreventé par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.3.2 Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments structuraux et non structuraux.

V.3.3 Combinaison d'action à considères :

Selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/2003** et **CBA 93**, les combinaisons à considérer, sont les suivants :

Tableau. V.29 : les combinaisons d'actions à considérer.

Selon le RPA 99/2003	Selon le CBA 93
$G + Q \pm E$	$1.35G + 1.5Q$ (ELU)
$0.8G \pm E$	$G + Q$ (ELS)

V.3.4 Prescriptions imposées aux voiles par le RPA99 :

❖ Aciers verticaux : (Art.7.7.4.1)

Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.

- Le pourcentage minimum des armatures verticales dans la zone tendue est de 0.20 %.

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (L/10) de largeur du voile. Cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit : (**Art.7.7.4.3**)
 - En zone courante **0.1 % B.**
 - Globalement dans la section du voile **0.15 % B.**
- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : (**Art.7.7.4.3**)

$$\begin{cases} S \leq 1.5 a \\ S \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

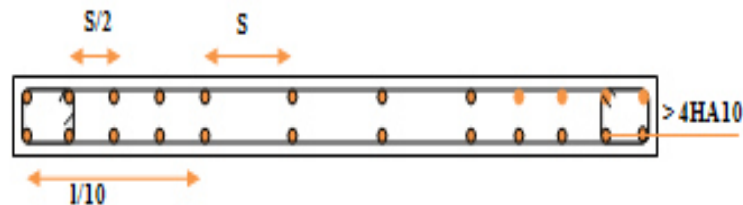


Figure. V.14 : schème des recommandations de ferrailage selon RPA/2003.

❖ **Aciers horizontaux : (Art.7.7.4.2)**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de **10Φ**.

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

❖ **Aciers transversaux :**

Les armatures transversales doivent respecter les dispositions suivantes :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur des deux valeurs suivantes.

$$\begin{cases} S \leq 1.5.e \\ S \leq 30cm \end{cases} \quad \text{Article 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile

- a) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- b) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- c) Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.
 - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

V.3.5 Ferraillage des voiles du minaret :

➤ **Exposé de la méthode:**

On procéde par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (**formule de RDM**).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} \end{array} \right.$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

V : bras de levier , $V = \frac{L_{voile}}{2}$

I : l'inertie de voile

Les efforts normaux dans les différentes sections sont données en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

❖ **Section entièrement comprimée :**

$$N_u = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} * L_c * e$$

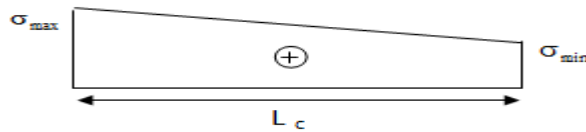


Figure. V.15 : Schème des contraintes dans une section entièrement comprimée

L_c : Longueur comprimé

e : épaisseur du voile

❖ **Section partiellement comprimée :**

$$N_u = \frac{\sigma_2}{2} * L_t * e$$



Figure. V.16 : Schème des contraintes dans une section partiellement comprimée.

❖ **Section entièrement tendue :**

$$N_u = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} * L_t * e$$

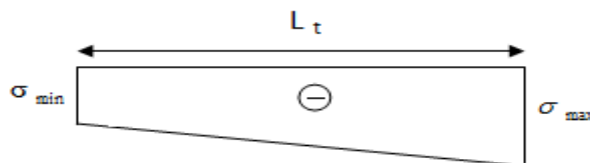


Figure. V.17 : Schème des contraintes dans une section entièrement tendue.

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} * L \quad \Longrightarrow \quad L_t : \text{Longueur tendue.}$$

$$F = \frac{\sigma_2 * L_t}{2} * e \quad \Longrightarrow \quad F : \text{L'effort de traction.}$$

➤ **Section d'armatures verticales :**

$$A_{v1} = \frac{F}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures minimales selon le CBA 93:**

- **Section partiellement comprimée :** $A_{\min} \geq \max \left(0,23 * B * \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 * B \right)$
- **Section entièrement tendue :** $A_{\min} \geq \max \left(\frac{N_u}{2 * \sigma_s} ; B * \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 * B \right)$

❖ **Vérification :**

➤ **Vérification à l'ELS :**

Pour cet état, on considère $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N: effort normal appliqué à ELS (KN).

B: section de béton

A: section d'armature adoptée

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **D'après le RPA99 :**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\text{Ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0.d} \text{ avec : } V = 1,4V_u \text{ calcul}$$

b₀ = e : épaisseur de voile

d: hauteur utile = 0,9.h

h: hauteur totale de la section brute

• **D'après le CBA 93:**

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

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

Avec τ : contrainte de cisaillement

$$\text{On à aussi : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

• **Détermination des sollicitations :**

$L=1.15\text{m}$; $e = 0.20\text{ m}$

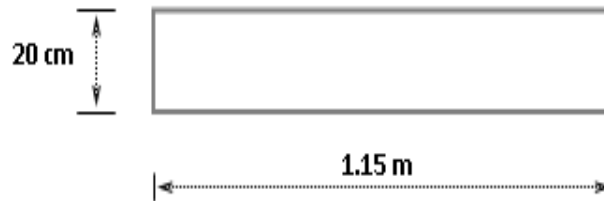


Figure. V.18 : dimensions des voiles

(M, N) sont donnés par ETABS

Tableau. VI.30 : Les sollicitations plus défavorables obtenues par ETABS.

N (KN)	M (KN.m)	combinaison
N min = 317,89	M cor=19,68	08G+E
N max = -98,8	M cor=165,85	ELU
N cor = 251,36	M max=2,17	G+Q+E

Moment d' inertie:

$$I = \frac{b.h^3}{12} \quad \Rightarrow \quad I=0.0253\text{m}^4$$

$$\Omega = e.L = 0.23\text{ m}^2$$

$$v = L/2 = 1.15/2 = 0.575\text{ m}$$

➤ **Armatures verticales:**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M.V}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M.V}{I} \end{array} \right.$$

❖ **Calcul des armatures :**

➤ **Pourcentage minimal des armatures :**

a) **Selon RPA99/2003 :**

$A_{min} = 0.10\% \cdot b \cdot L_c = 1,02 \text{ cm}^2$ en zone courent comprimée.

$A_{min} = 0.15\% \cdot b \cdot L_{total} = 3,45 \text{ cm}^2$ en zone totale.

$A_{min} \geq (0.2\% \cdot e \cdot L_t) = 2.56 \text{ cm}^2$ en zone tendue.

Avec :

b : épaisseur du voile.

L_t : longueur de la section tendue.

b) **Selon CBA93 :**

$A_{min} \geq \max \left(0,23 * B * \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005 * B \right) = 11,5 \text{ cm}^2$

Tableau. V.31 : Tableau récapitulatif du ferrailage de voile

N(KN)	M(KN.m)	σ_1 KN/m ²	σ_2 KN/m ²	L(m)	F (KN)	A_v (cm ²)
N min =317,89	M cor=19,89	1838,10	926,15	1,15	317,89	7,95
N max = -98,8	M cor=165,85	3372,53	-4231,66	0,64	270,81	6,77
N cor=-251,36	M max=2,17	1142,62	1043,12	1,15	251,36	6,28

Le ferrailage vertical sur toute la surface de la bande du voile est $A_v = 6,77 \text{ cm}^2$ (SPC)

Donc on adopter : 8HA12 = 9,04 cm²/ml/nappe , $S_t = 12 \text{ cm}$

❖ **Armatures horizontales :**

➤ **D'après le CBA93:**

$$A_H = A_v / 4 = 9,04 / 4 = 2,26 \text{ cm}^2$$

➤ **D'après le RPA :**

$$A_{min} = 0,15\% \cdot b \cdot L = 0.15\% \cdot 20 \cdot 115 = 3.45 \text{ cm}^2.$$

Soit donc : $A_H = \max [\text{RPA.V2003 ; CBA93}] = 3.45 \text{ cm}^2$

$A_H = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{nappe}$ \implies Avec un espacement : $S_H = 15 \text{ cm}$

➤ **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit **4HA 8**

➤ **Armature de coutures :**

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{\bar{T}}{f_e}; t. que : \bar{T} = 1.4 \times T_K$$

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times 374,77}{400}$$

$$A_{vj} = 1,44 \text{ cm}^2$$

Soit : **8HA8 = 4.02 cm²**

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le **RPA99 (art 7.7.2)** à :

$$\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{max} = 374.77 \text{ KN}$

$$\tau = 1.4 \frac{V}{b.d} = 0.31 \text{ MPa}$$

$\tau = 0.31 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa.}$ Condition vérifiée.

➤ **Selon le CBA 93:**

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} = 0.22 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3.26 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_b = 2.42 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

❖ Détermination de la longueur de la zone d'about et de la zone courante :

➤ Zone d'about : $Z_a = L/10 = 11.5 \text{ cm}$

➤ Zone courante : $Z_c = L - 2Z_a = 92 \text{ cm}$

V.3.6 Schéma de Ferrailage du voile :

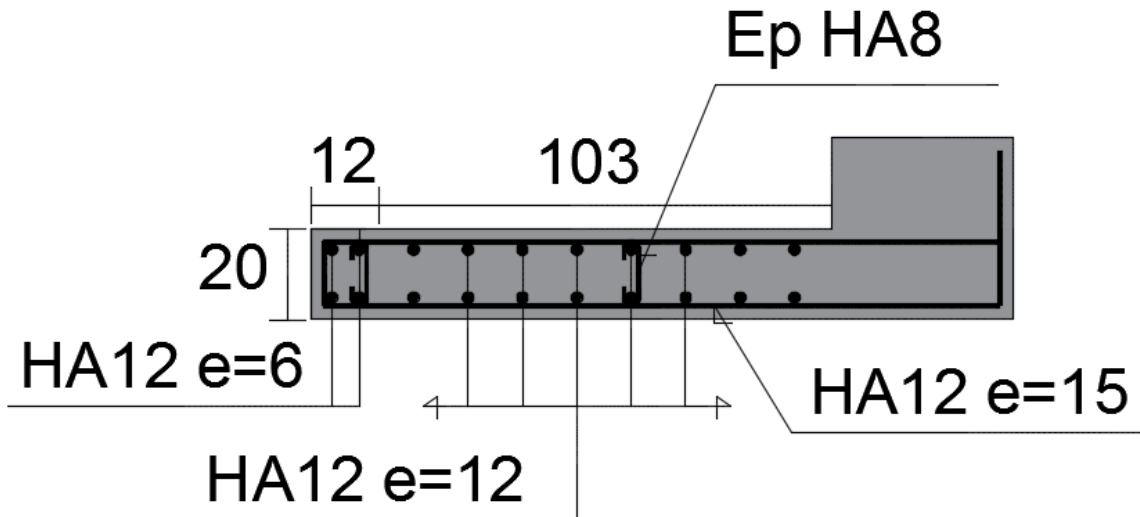


Figure. V.19 : Schéma de ferrailage du voile.

VI.1 Introduction :

Les fondations ont pour but de transmettre les charges et les surcharges de la superstructure au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple) Ils doivent assurer deux fonctions essentielles :

- Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.
- Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2 Différents types des fondations:

On peut classer les fondations selon le mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

VI.2.1 Fondations superficielles:

- ❖ Semelles continues sous murs, reposant sur le sol.
- ❖ Semelles sous points d'appuis isolés reposant sur le sol.
- ❖ Radier général : structure répartissant les pressions.

VI.2.2 Fondations massives:

- ❖ Semelles sur puits
- ❖ Fondations pour réservoirs, châteaux d'eau, cheminées...etc.

VI.2.3 Fondations profondes:

- ❖ Semelles sur pieux,
- ❖ Systèmes spéciaux de fondations.

VI.3 Choix du type de fondation:

On dispose dans la pratique d'une grande diversité de fondations entre les quelles on devra choisir en tenant compte de plusieurs facteurs comme :

- ❖ La nature de l'ouvrage
- ❖ La nature de l'œuvre
- ❖ Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.
- Le choix des fondations doit satisfaire les critères suivants :
 - ❖ Stabilité de l'ouvrage (rigidité)
 - ❖ Facilité d'exécution (coffrage)
 - ❖ Economie

L'étude géotechnique du site a donné une contrainte admissible de :

$$(\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2 = 200 \text{ KN/m}^2)$$

En ce qui concerne notre ouvrage, On a le choix :

- **Pour les blocs A, C, B et le bureau :**
 - ❖ Semelles isolées sous poteau.

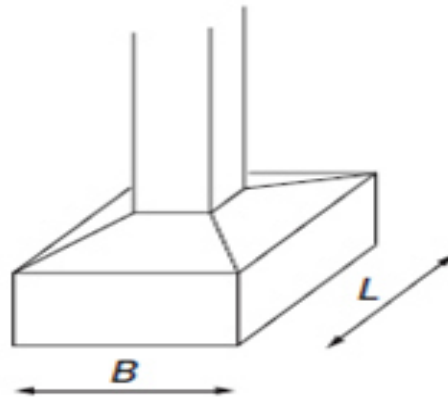


Figure. VI. 1: schémas représentatif des semelles isolées.

- **Pour le Minaret :**
 - ❖ Radier général.

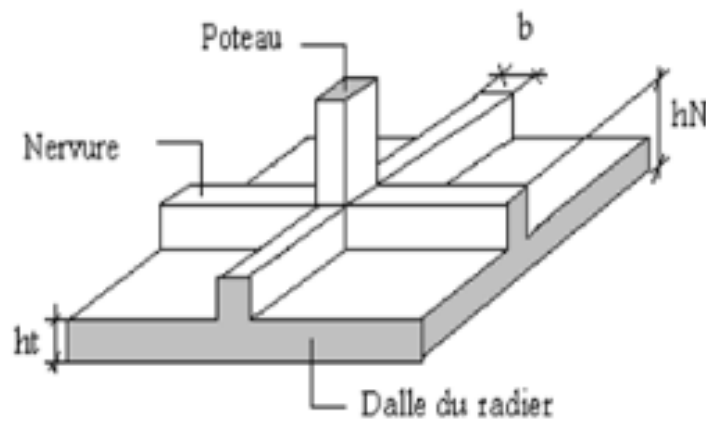


Figure. VI. 2: Présentation des éléments d'un radier.

VI.4 Etude de fondation de minaret

VI.4.1 Etude du radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction. Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les éléments verticaux, poteaux et voiles.

Pré dimensionnement du radier :

En 1^{er} approximation on suppose un radier dalle ($30 \leq h_r \leq 70$) ; Pour un panneau isolé (notre cas)

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \begin{cases} \text{si: } \alpha \leq 0,4 \Rightarrow h_r \geq \frac{L_x}{20} \\ \text{si: } \alpha > 0,4 \Rightarrow h_r \geq \frac{L_x}{30} \end{cases}$$

$L_x = 2.95\text{m}$; $L_y = 4,63\text{m}$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \implies \alpha = \frac{2,95}{4,63} = 0,64 > 0,4$$

Donc: $h_r \geq \frac{L_x}{30} = \frac{2,95}{30} \Rightarrow h_r \geq 0,1 \text{ m}$

❖ condition de rigidité :

$$L_e \geq \frac{2 \cdot L_{\max}}{\pi} \text{ Avec : } I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux files parallèles

L_e : longueur élastique (hauteur du libage), *avec* : $L_e = \sqrt[4]{4 EI / Kb}$

E : module d'élasticité ($E = 32164.2 \text{ MPA}$)

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol ($K=40\text{MN/m}^3 = 40000 \text{ KN/m}^3$)..... (Sol de densité moyenne)

b : largeur du radier (bande de 1m)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} = 4.04 \text{ m}$$

$$L_e = 4.04\text{m} \geq \frac{2 * L_{\max}}{\pi} = 2.95\text{m}$$

$$D'où : h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48.K.L_{\max}^4}{E\pi^4}}$$

$$L_{\max} = 4.63 \text{ m}, \quad E = 32164.20 \text{ MPA}, \quad K = 40000 \text{ KN/m}^3,$$

$$h_r \geq 0.66\text{m}$$

❖ **Condition forfaitaire :**

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux. ($L_{\max} = 4.63\text{m}$)

$$D'où : 57.87\text{cm} \leq h_r \leq 92.6\text{cm}.$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 70 \text{ cm} = 0.70\text{m}$.

➤ **Conclusion :**

Pour satisfaire toutes les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier :

$$H = 0.70 \text{ m}.$$

a) **Calcul de surface minimale du radier :**

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{nec}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \quad \Rightarrow \quad S_{\text{nec}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

A la base du bâtiment :

$$N_{\text{ser}} = 2130.94\text{KN}. \text{ (dus à la superstructure)}$$

$$\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN /m}^2.$$

$$S_{\text{bat}} = 16.60 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bat}} = 16.60 \text{ m}^2 \geq N / \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 10.65 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface d'emprise du bloc ($S_{\text{bat}} = 16.60 \text{ m}^2$) est supérieur à la surface minimale du radier, donc la condition est vérifiée, pas besoins de débord

b) **Détermination des charges et des surcharges:**

❖ **Superstructure:**

$$G = 196637 \text{ KN}; \quad Q = 164,57 \text{ KN}$$

- $G_{\text{radier}} = 25 \times 0,7 \times 16,6 = 290,5 \text{ kN}$
- $Q_{\text{radier}} = 2,5 \times S_{\text{bloc}} = 2,5 \times 16,6 = 41,5 \text{ KN}$

Donc :

$$G_{\text{totale}} = 2256,87 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{totale}} = 206,07 \text{ KN}$$

c) **Détermination des efforts:**

❖ **ELU:**

$$N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 3355,88 \text{ KN}$$

❖ **ELS:**

$$N_S = N_G + N_Q = 2462,94 \text{ KN}$$

VI.4.2 Caractéristique géométrique du radier:



Figure. VI. 3: Centre de gravité.

✓ **Centre de masse du radier:**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \quad ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré

$(X_i ; Y_i)$: Centre de gravité du panneau considéré

Donc :

$$X_G = 2.50 \text{ m}$$

$$Y_G = 1.65 \text{ m}$$

Centre de masse de minaret :

$$X_s = 2.003 \text{ m}$$

$$Y_s = 1.48 \text{ m}$$

❖ **L'excentricité :**

$$e_x = |X_s - X_G| = 0.5 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_s - Y_G| = 0.17 \text{ m}$$

VI.4.3 Les vérifications nécessaires:

VI.4.3.1 Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique:

La vérification du radier sous l'effet hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement de bâtiment sous l'effet de cette dernière.

Elle se fait en vérifiant que :

$$W \geq F_s * \gamma * Z * S$$

Avec :

W : poids totale du bâtiment à la base du radier

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}}$$

$$W = 367.67 + 2816.95 = 3184.62 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement, $F_s = 1.5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

Z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0.7 \text{ m}$)

S : surface du radier, ($S = 16,6 \text{ m}^2$)

Donc :

$$F_s \times \gamma \times Z \times S = 1,5 \times 10 \times 0,7 \times 16,6 = 174,3 \text{ KN}$$

Donc : $W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$ Condition vérifiée

VI.4.3.2 Vérification au poinçonnement:

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45° , La vérification se fait par la formule suivante ; (**Art A.5.2.4/CBA93**).

$$N_u \leq \frac{0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

❖ **Sous poteau:**

$N_{u,pot} = 186.51 \text{ kN}$ Effort normal ultime de poteau le plus sollicité

μ_c : Périmètre du contour

$$\mu_c = 2(a + b + 2h) = 2(0.8 + 2 * 0.7) = 4.4 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b} \implies N_u \leq \frac{0,045 * 4.4 * 0.7 * 25 * 10^3}{1.5}$$

D'où : $186.51 \leq 2310 \text{ kN} \implies \text{CV}$

VI.4.4 Vérification de la stabilité du minaret :

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant :

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique a la base.

T_0 : L'effort tranchant a la base.

h : profondeur de l'infrastructure

$$M_{Sta,x} = W \times b_x = 7042.37 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = W \times b_y = 4152.97 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 5.62 \geq 1.5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 5.28 \geq 1.5$$

➤ **Conclusion :**

le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1.5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

VI.4.5 Vérification de la stabilité au renversement du radier selon l'RPA :

D'après le RPA le radier est stable si :

$$e = \frac{M}{N} < \frac{l}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment globale de la structure.

N : Effort normal globale de la structure.

Les efforts de la superstructure sont appliqués au centre de masse de la superstructure, donc pour transmettre les efforts au centre de masse de radier il faut prendre en considération l'excentricité entre le centre d'application des efforts de la superstructure et le centre de masse de radier.

Donc le moment résultant appliquée au centre de masse de radier est la superposition de moment résultant de la superstructure et le moment dû à l'excentricité de l'effort normal

Tableau. VI. 1: Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	0,8G+E		G+Q+E	
	Sens XX	Sens YY	Sens XX	Sens YY
N (kN)	101.6	101.6	137.05	137.05
M (kN. m)	50.8	17.27	68.525	23.30
e (m)	0.5	0.17	0.5	0.17
l/4 (m)	1.16	0.74	1.16	0.74
Vérification	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$	$e < l/4$

VI.4.6 Evaluation et vérification des contraintes sous le radier:

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, ce dernier engendre des contraintes de compression et de traction sous le radier, leurs contrainte moyenne doit être inférieure à la contrainte admissible.

La valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5\sigma_{\text{adm}}$$

Avec : $\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I}$ $\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales

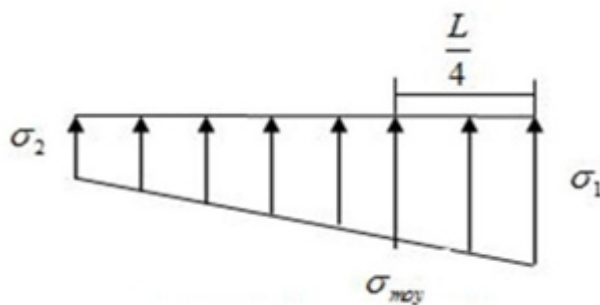


Figure. VI. 4: diagramme des contraintes transmises au sol par le radier.

A cet effet, les extrémités du radier doivent être vérifiées :

- Aux contraintes de traction (soulèvement) avec la combinaison 0,8G+E
- Aux contraintes de compression maximales avec la combinaison G + Q + E

Tableau. VI. 2: Vérification des contraintes.

	0.8G+E		G+Q+E	
	Longitudinale	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	101.6	101.6	137.05	137.05
S (m²)	16.6	16.6	16.6	16.6
M (KN.m)	50.8	17.27	68.52	23.30
V (m)	2.5	1.65	2.5	1.65
I (m⁴)	9.9	24.4	9.9	24.4
σ₁ (KN/m²)	18.95	7.28	25.56	9.83
σ₂ (KN/m²)	-6.71	4.95	-9.05	6.68
σ_{moy} (KN/m²)	12.53	6.70	16.91	9.04
σ_{adm} (KN/m²)	300	300	300	300
Condition	C.V	C.V	C.V	C.V

VI.4.7 Ferrailage du radier :

Le radier est calculé comme étant un plancher renversé appuyé sur les voiles et les poutres. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93, La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Le panneau de le radier est uniformément chargé et sera calculé comme une dalle appuyée sur quatre cotés et chargée par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x, μ_y qui dépend du rapport ($\alpha = L_x / L_y$) et du coefficient de poisson (ν).

VI.4.7.1 Ferrailage de la dalle du radier :

❖ **Détermination des efforts :**

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

➤ **1^{ère} cas :** $0 \leq \alpha \leq 0.4$ \implies la dalle porte sur un seul sens.

Avec : $\alpha = L_x / L_y \implies L_x \leq L_y$

$$M_x = qL_x / 8 \quad ; \quad M_y = 0.$$

➤ **2^{ème} cas :** $0.4 \leq \alpha \leq 1$ \implies la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2 \quad . \quad M_y = \mu_y M_x$$

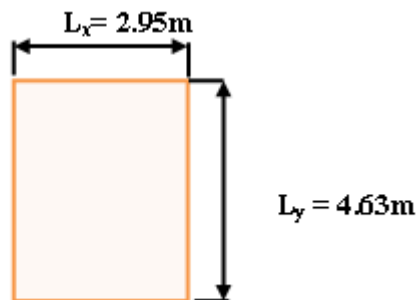


Figure. VI. 5: Le panneau du radier.

$$L_x = 2.95\text{m} \quad ; \quad L_y = 4.63\text{m}.$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \implies \alpha = \frac{2.95}{4.63} = 0.64 \quad \text{donc le panneau porte dans les deux sens}$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

• **Pour les panneaux de rive :**

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,85.M_x$; $M_{ty} = 0,85.M_y$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,3.M_x$; $M_{ay} = 0,3.M_y$)

• **Pour les panneaux intermédiaires :**

Moment en travée : ($M_{tx} = 0,75.M_x$; $M_{ty} = 0,75.M_x$)

Moment sur appuis : ($M_{ax} = 0,5.M_x$; $M_{ay} = 0,5.M_x$)

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \text{ (Art : A.7.2.3.2/CBA 93).}$$

❖ **Les sollicitations :**

• **ELU :** $v = 0$

$$q_u = \frac{Nu}{S} = \frac{3448.16}{21.01} = 164.12 \text{KN/m}^2$$

• **ELS :** $v = 0.2$

$$q_s = \frac{Ns}{S} = \frac{2532.18}{21.01} = 120.52 \text{KN/m}^2$$

❖ **Calcul des moments :**

• **ELU :** $v = 0$; $Q_u = 164.12 \text{ KN/m}^2$

Tableau. VI. 3: Les moments à L'ELU.

	L(m)	α	μ	M(KN.m)	M_a	M_t
Sens X	2.95	0.64	0.036	51.42	43.70	15.42
Sens Y	4.63		0.535	27.5	23.38	8.25

$$M_{ox} = \mu_x \cdot l_x^2 \cdot q \Rightarrow \text{Sens XX.}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} \Rightarrow \text{Sens YY.}$$

• **ELS:** $v = 0.2$; $Q_{ser} = 120.52 \text{KN/m}^2$

Tableau. VI. 4: Les moments à L'ELS.

	L(m)	α	μ	M(KN.m)	M_a	M_t
Sens X	2.95	0.64	0.041	43	36.55	12.9
Sens Y	4.63		0.565	24.29	20.65	7.29

- **Pourcentage minimale:**
- **Sens XX :**

$$A_{x \min} = \begin{cases} 6h_0 : FeE 500. \\ 8h_0 : FeE 400. \\ 12h_0 : (autres cas) \end{cases} \quad (\text{En exprimant } h_0 \text{ en mètre}).$$

✓ Suivant le petit côté : $A_x \min \geq 8h_0 = 8 \times 0.7 = 5.6 \text{ m}^2$

h_0 : Epaisseur de la dalle de radier.

- **Sens YY :**

✓ Suivant le grand coté : $A_y \min \geq 8h_0 [(3-\alpha)/2] = 6.6 \text{ m}^2$

❖ **Espacement maximal:**

$$S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3hr) \implies S_{tx} = 20 \text{ cm}$$

$$S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4hr) \implies S_{ty} = 20 \text{ cm}$$

- ❖ **Calcul des armatures :**

Tableau. VI. 5: Calcul des armatures à L'ELU.

Panneau	sens x- x		sens y-y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_U (KN.m)	43.7	15.42	23.38	8.25
A_s' (cm ² /ml)	0.00	0.00	0.00	0.00
A_s (cm ² /ml)	1.88	0.66	1.01	0.35
$A_{s \min}$ (cm ² /ml)	5.6	5.6	6.6	6.6
Choix des barres/ml	5HA14	5HA14	5HA14	5HA14
$A_{s \text{corr}}$ (cm ² /ml)	7.7	7.7	7.7	7.7
Espacement (cm)	20	20	20	20

- ❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau. VI. 6: Vérification des contraintes dans le béton (sens xx) et (sens yy).

Zone	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obser
Travée sens XX	36.55	7.7	493342.69	10.97	7.41	0.82	15	C.V
Appuis sens XX	12.9	7.7	493342.69	10.97	2.90	0.29	15	C.V
Travée sens YY	20.65	7.7	493342.69	10.97	4.19	0.46	15	C.V
Appuis sens YY	7.29	7.7	493342.69	10.97	1.48	0.16	15	C.V

VI.4.8 Schéma de ferrailage du radier :

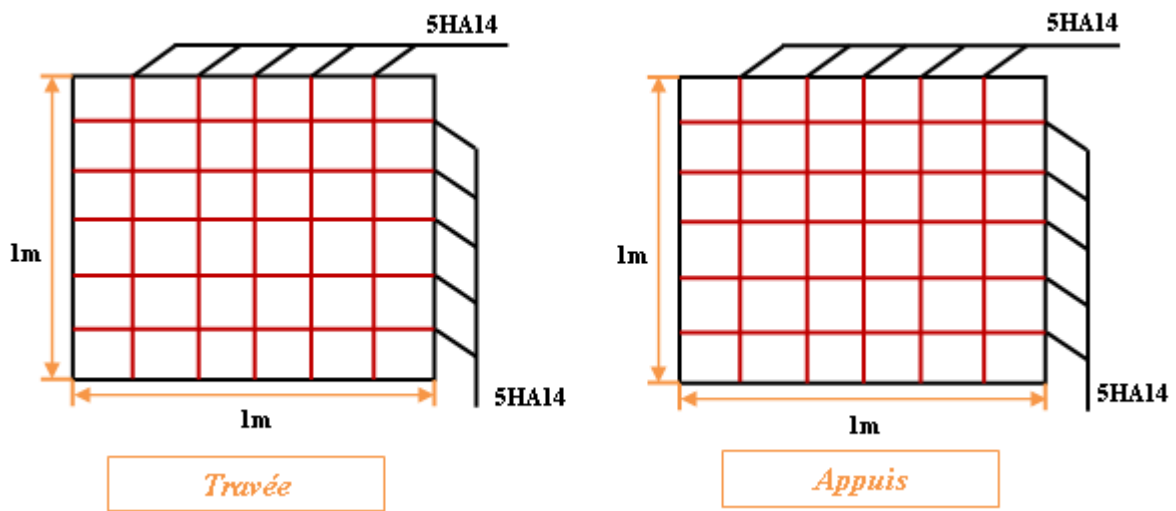


Figure. VI. 6: schéma de ferrailage du radier.

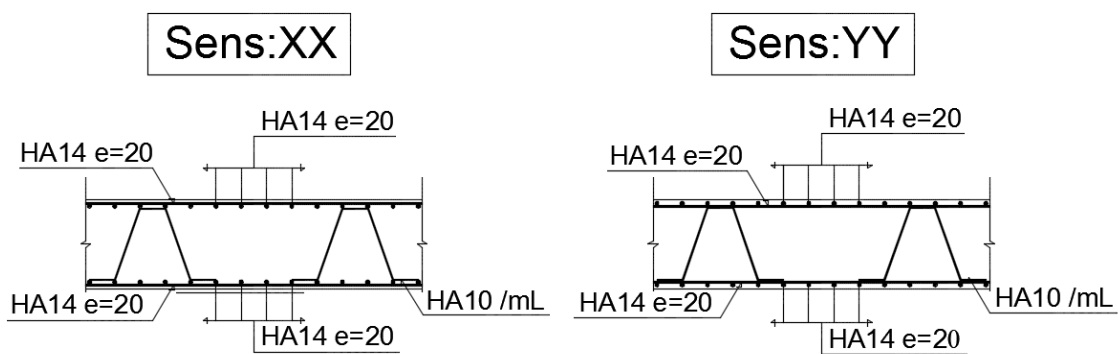


Figure. VI. 7: schéma de ferrailage du radier dans les deux sens .

VI.5 Etude des fondations de la salle de prière et le bureau :

VI.5.1 Pré dimensionnement de la semelle isolée sous le poteau le plus sollicité :

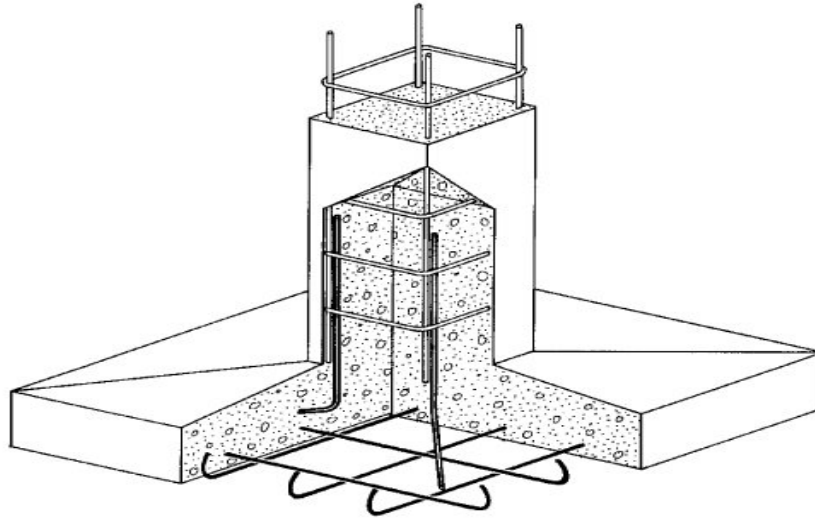


Figure. VI. 8: Semelle isolée.

On choisit le poteau le plus sollicité dans le bureau d'Imam comme exemple de calcul.

VI.5.1.1 Les sollicitations de calcul :

Tableau. VI. 7: les sollicitations appliquées sur la semelle.

	ELS	ELU	ACC
N (KN)	379.73	535.19	388.62
M (KN.m)	23.17	32.80	42.53

$$\checkmark \sigma_{sol} = 2\text{bars} = 200 \text{ KN/m}^2 = 0,2 \text{ MPa}$$

Section de poraux carré: 40x40 cm

VI.5.1.2 Homothétie des dimensions:

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = 1 \rightarrow \text{Semelle carrée } A = B$$

a. ELS :

Aire approché de la semelle

$$s_1 = \frac{N_{\text{max}}}{\sigma_{sol}} = \frac{379.73}{200} = 1.90\text{m}^2$$

❖ Choix de la largeur B:

$$S_1 = B_1 \times A_1 = B_1^2 \rightarrow \sqrt{S_1} = \sqrt{1.90} = 1.38 \text{ m}$$

$$B \geq B_1 \rightarrow B = 1.5 \text{ m} = A$$

❖ Hauteur utile minimale:

$$\frac{B - b}{4} \leq d \leq B - b$$

$$\frac{1.5 - 0.40}{4} \leq d \leq 1.50 - 0.40$$

$$0.275 \leq d \leq 1.10 \rightarrow d = 0.35 \text{ m}$$

❖ **Hauteur totale:**

$$h = d + 0.05 = 0.4 \text{ m}$$

Donc les dimensions sont : $d = 0.35 \text{ m}$; $h = 0.4 \text{ m}$; $A = B = 1.5 \text{ m}$

Vérification des conditions de stabilité:

❖ **Selon le CBA 93 :**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.061 \leq \frac{A}{6} = 0.25 \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Selon le RPA 99 / version 2003(Art 10.1.5), on a:**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = 0.061 \leq \frac{A}{4} = 0.375 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte du sol :

$$\frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$\sigma_M = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = 222.39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = 135.15 / \text{m}^2$$

- PP: $0.40 \times 1.5 \times 1.5 \times 25 = 22.5 \text{ KN}$
- $N_s = 379.73 + 22.5 = 402.23 \text{ KN}$
- $N_u = 535.19 + 1.35 \times 22.5 = 565.56 \text{ KN}$

$$\sigma_{moy} = \frac{\sigma_m + 3\sigma_M}{4} = \frac{135.15 + 3 \times 222.39}{4} = 200 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

❖ **Vérification au poinçonnement:**

Selon le **CBA 93 (Art A.5.2, 42)**, la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0.045 * P_c * h * f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

$$h = 0,4 \text{ m.}$$

P_c : Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 3.2 \text{ m}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

Avec :

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle.

$$S_0 = (a + h) \times (b + h) = 0,64 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 2,25 \text{ m}^2$$

$$N_u = 382,96 \text{ KN}$$

$$N_u = 382,96 \text{ KN} < 1147,5 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

VI.5.2 Calcul du ferrailage:

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, c'est la condition suivante qui est vérifiée :

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{A}{24}$$

a)ELU:

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{32,8}{535,19} = 0,061 \leq \frac{A}{24} = 0,062 \text{ Cv}$$

La méthode des bielles est applicable

$$\dot{N}_u = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_u$$

$$\dot{N}_u = \left(1 + \frac{3 \times 0,061}{1,5}\right) 535,19 = 600,48 \text{ KN}$$

$$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{su a} = A_{su b} = \frac{\dot{N}_u (A - a)}{8 * d * \sigma_{st}} = \frac{600,48(1,1)}{8 * 0,415 * 34,8} = 5,72 \text{ cm}^2$$

On majore la section de ferrailage par 10% de la section calculée à l'ELU:

$$A_{sa} = A_{sb} = 1,1 A_{su a} = 6,3 \text{ cm}^2$$

Donc :

On adopte une section de ferrailage de **9HA12/ml/nappe** ; $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$.

Espacement:

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

Dispositions constructives:

Les armatures disposées suivant le grand côté constitueront le lit inférieur du quadrillage, elles doivent être munies de retours ou crochets pour équilibrer l'effort provenant des bielles. Ces retours ou crochets doivent avoir un rayon de courbure suffisant pour satisfaire la condition de non écrasement du béton, ces retours se feront avec un angle au centre de 120° au minimum.

➤ **Récapitulation des ferrillages des semelles de la salle de prière (Bloc A, B et C) et le bureau :**

Tableau. VI. 8: les sollicitations appliquées sur la semelle.

	$N_{u \max}$ (KN)	$M_{u \max}$ (KN. m)	$N_{s \max}$ (KN)	$M_{S \max}$ (KN. m)	$N_{a c}$ (KN)	$M_{a c}$ (KN. m)
Bureau	535.19	32.78	379.73	23.17	388.62	42.53
Bloc A et C	426.84	170.11	307.17	122.24	308.66	147.35
Bloc B	783.47	21.97	560.17	15.37	587.9	84.38

Tableau. VI. 9: Caractéristiques géométriques de la semelle.

	A(m)	B(m)	d(m)	h(m)
Bureau	1.5	1.5	0.35	0.4
Bloc A et C	1.5	1.5	0.35	0.4
bloc B	2.2	2.2	0.50	0.55

Tableau. VI. 10: vérification de la contrainte de sol.

	N_u (KN)	N_s (KN)	e_0	$\frac{A}{24}$ (m)	σ_M (KN/m ²)	σ_m (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)	σ_{sol} (KN/m ²)	obs
Bureau	580.75	413.48	0.061	0.062	171.85	104.19	154.64	200	cv
Bloc A et C	472.4	340.92	0.36	0.062	277.28	-50.23	195.46	200	Cv
Bloc B	843.97	620.6	0.026	0.092	151.05	131.04	146.05	200	Cv

Tableau. VI. 11: Armatures longitudinale de la semelle

	N_u (KN)	$A_x = A_y$ (cm ²)	$A_{s \text{ maj}}$ (cm ²)	A_{ado} (cm ²)	St(cm)	Choix des barres
Bureau	600.48	5.72	6,3	10.18	20	9HA12
Bloc A et C	734.16	6.98	7,68	10.18	20	9HA12
Bloc B	811.25	11.01	12,11	13.85	20	9HA14

VI.5.3 Schéma de ferrailage d'une semelle isolé Sous poteaux carré :

❖ Sous poteaux 40x40 :

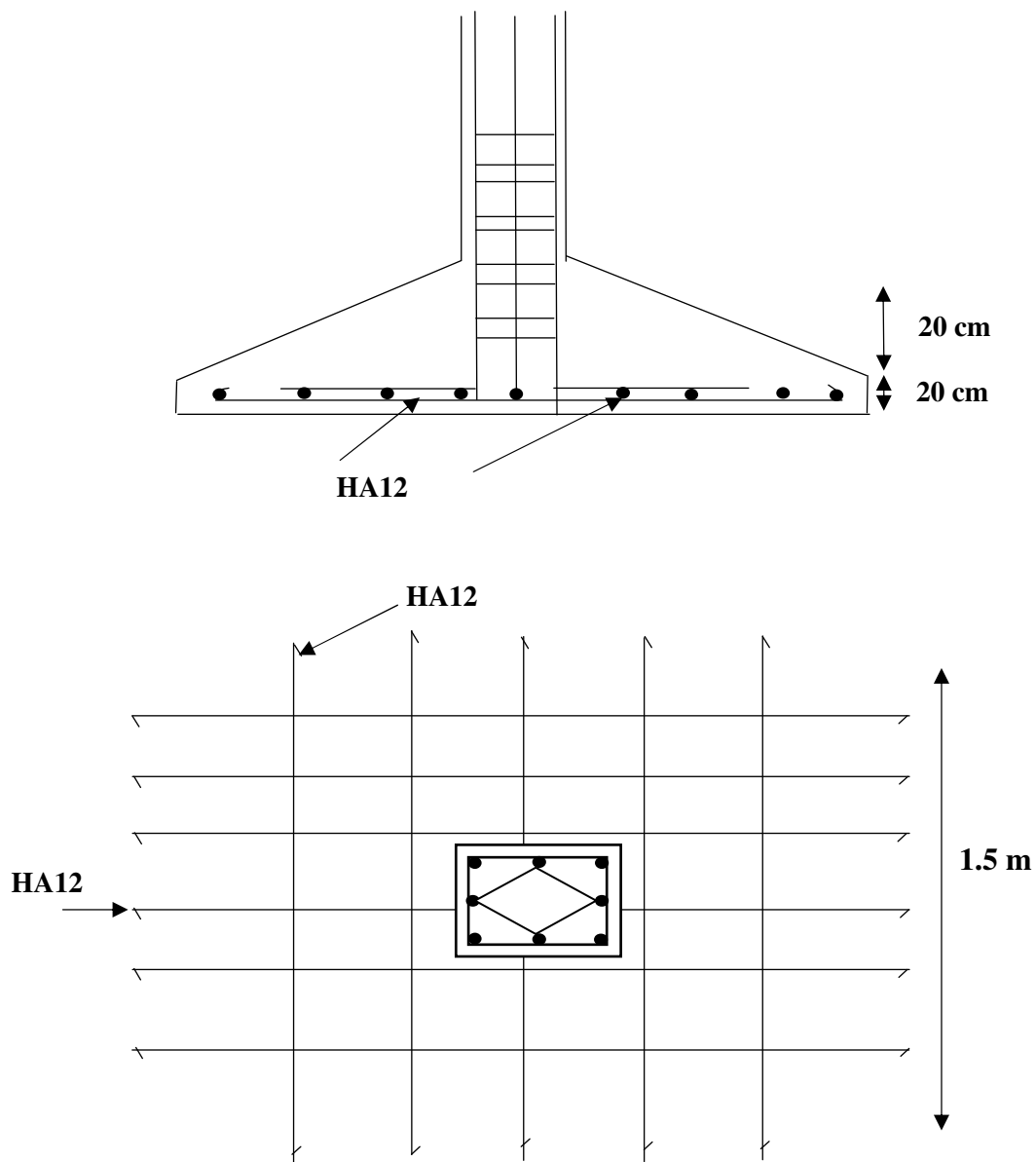


Figure. VI. 9: Schéma de ferrailage d'une semelle isolé sous poteaux carré.

❖ Sous poteaux 50x50 :

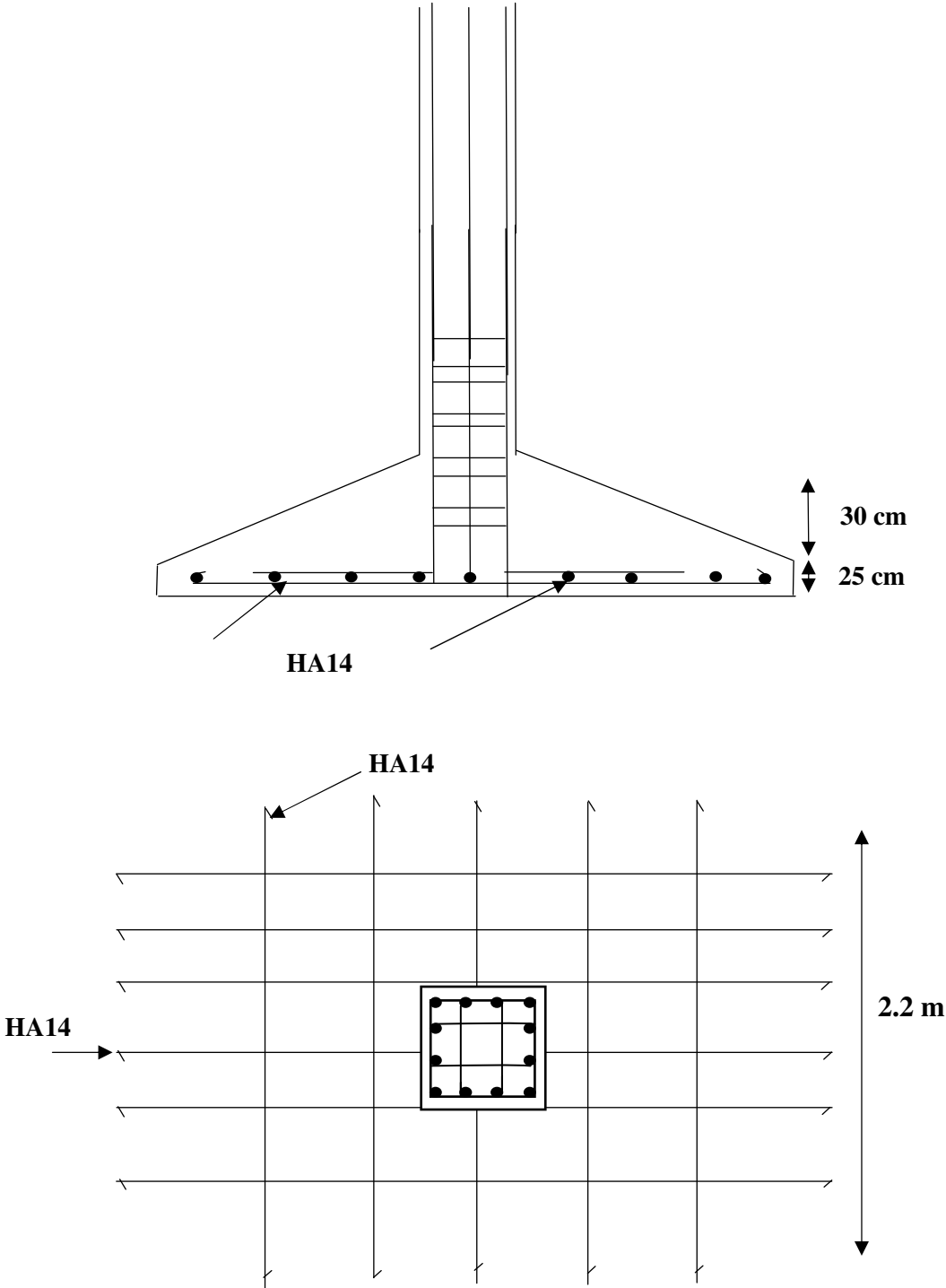


Figure. VI. 10: Schéma de ferrailage d'une semelle isolé sous poteaux carré.

VI.6 Les longrines :

Les longrines sont des poutres, en béton armé, qui reposent sur le sol, leur rôle est d'empêcher le moment à la base du poteau par traction, reprendre l'effort normal provenant des charges et surcharges et le transformer en un effort de traction, et relie les poteaux entre eux.

VI.6.1 Pré dimensionnement : (Art 10.1.1.b)

Selon le RPA99/2003, pour un sol de fondation de catégorie S3, les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont 25 x 30cm².

Donc on adopte une section de (30 x 40) cm².

VI.6.2 Sollicitations : (Art 10.1.1.b)

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force F égale à :

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha}$$

Avec :

N: effort à la base du poteau le plus sollicité soit à l'ELU ou l'ELA.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

Tableau. VI. 12: Valeurs de α .

Site	zone I	zone IIa	zone IIb et III
S3	15	12	10

$$F_u = \frac{N_u}{\alpha} = \frac{783.47}{12} = 65.29 \text{ KN}$$

$$F_{ser} = \frac{N_{ser}}{\alpha} = \frac{560.17}{12} = 46.68 \text{ KN}$$

VI.6.3 Ferrailage :

Étant donné que le béton tendu est négligé, il en résulte que les armatures longitudinales doivent pouvoir équilibrer la force de traction F.

❖ Armatures longitudinales :

a) À l'état limite ultime :

Les armatures longitudinales sont données par:

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_s} = \frac{65,29 * 10}{348} = 1,88 \text{ cm}^2$$

b) Condition de non fragilité :

On doit aussi respecter la condition de non fragilité de la section de béton armé donnée par le **CBA 93** :

$$A_{cnf} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} = \frac{(30 * 40) * 2,1}{400} = 6,3 \text{ cm}^2$$

c) Vérification des contraintes à l'ELS :

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable :

$$\sigma_a = \min (2/3 f_e ; 150\eta)$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_a = 240 \text{ Mpa} ; N_{ser} = 560,17 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = (N_{ser} / \alpha) / A_s \leq \sigma_a$$

$$\Rightarrow A_s = (N_{ser} / \alpha) / \sigma_a = (560,17/12) \cdot 10 / 240 = 1,94 \text{ cm}^2$$

• **Recommandation de l' RPA 99 V-2003 :**

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section de béton y compris les armatures longitudinales et les armatures transversales, tel que l'espacement des cadres ne doit pas dépasser le minimum de :

$$S_t \leq \min (20 \text{ cm}, 15 \Phi_L)$$

$$\text{Donc } A_s = 0.006(30 \times 40) = 7,2 \text{ cm}^2$$

$$A_s \geq \max (A_u ; A_{cnf} ; A_{s,RPA}) = \max (1,88 \text{ cm}^2 ; 6,3 \text{ cm}^2 ; 7,2 \text{ cm}^2) = 7,2 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte 6T14 avec $A_s = 9,24 \text{ cm}^2$

❖ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales ne jouent aucun rôle dans la résistance de la pièce, ce sont de simples cadres de montages destinés à maintenir les aciers dans leurs positions, leur espacement est définie par (**Art 10.1.1.b**) qui doit être inférieur au :

$$\text{Min} (20 \text{ cm} ; 15\Phi\ell).$$

a) la section des armatures transversales :

On a :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_l}{3} = \frac{14}{3} = 4,66 \text{ mm}$$

On adopte: $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

$$A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

b) Espacement:

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm}; 15\varphi_t) = \min(20 \text{ cm} ; 21 \text{ cm}).$$

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

VI.6.4 Schéma de ferrailage :

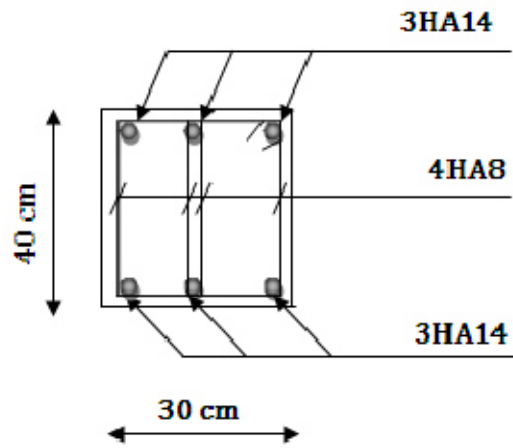


Figure. VI. 11:Ferrailage des longrines

VII.1 Introduction :

Les effets du vent sur les ouvrages se manifestent essentiellement par des variations de pression par rapport à la pression atmosphérique normale, à savoir des surpressions sur les faces exposées au vent et par dépressions ou succions sur les faces situées à l'abri du vent.

Dans le domaine du génie civil les actions climatiques ont une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage, pour cela il faut tenir compte des actions dues au vent sur les différentes parois d'une construction en particulier les constructions élancées telle le minaret d'une mosquée.

Le minaret peut être considéré comme une console encastrée à la base. Pour notre cas. Le minaret il Situé en **zone II** selon RNV 2013.

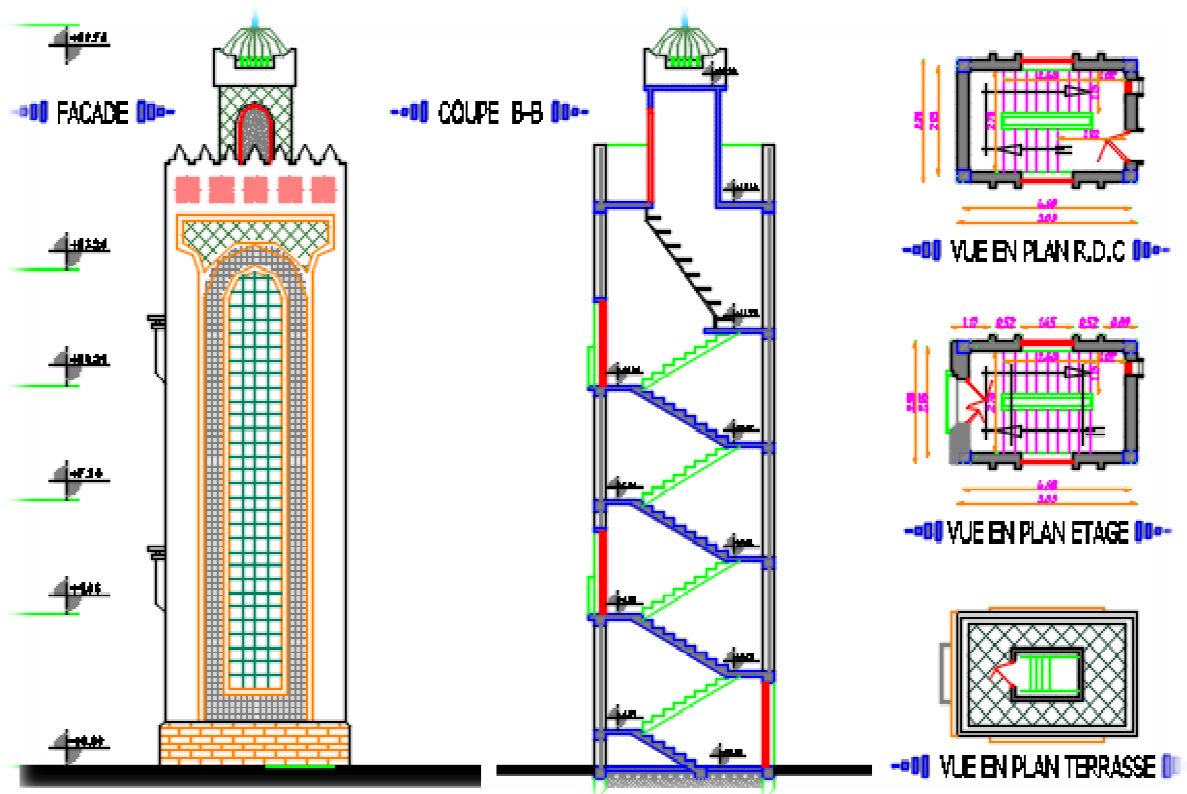


Figure. VII. 1: vues en plan et en élévation du minaret.

L'étude de la stabilité au vent du minaret sous l'action du vent se fera selon RNV 2013:

L'action résultante de vent et le moment de renversement qui en résultent peuvent être estimés de façon approchée à l'aide de deux méthodes :

- ❖ la méthode dite des deux points.
- ❖ la méthode dite des trois points.

VII.1.1 La méthode de deux points (vent trapézoïdal) :

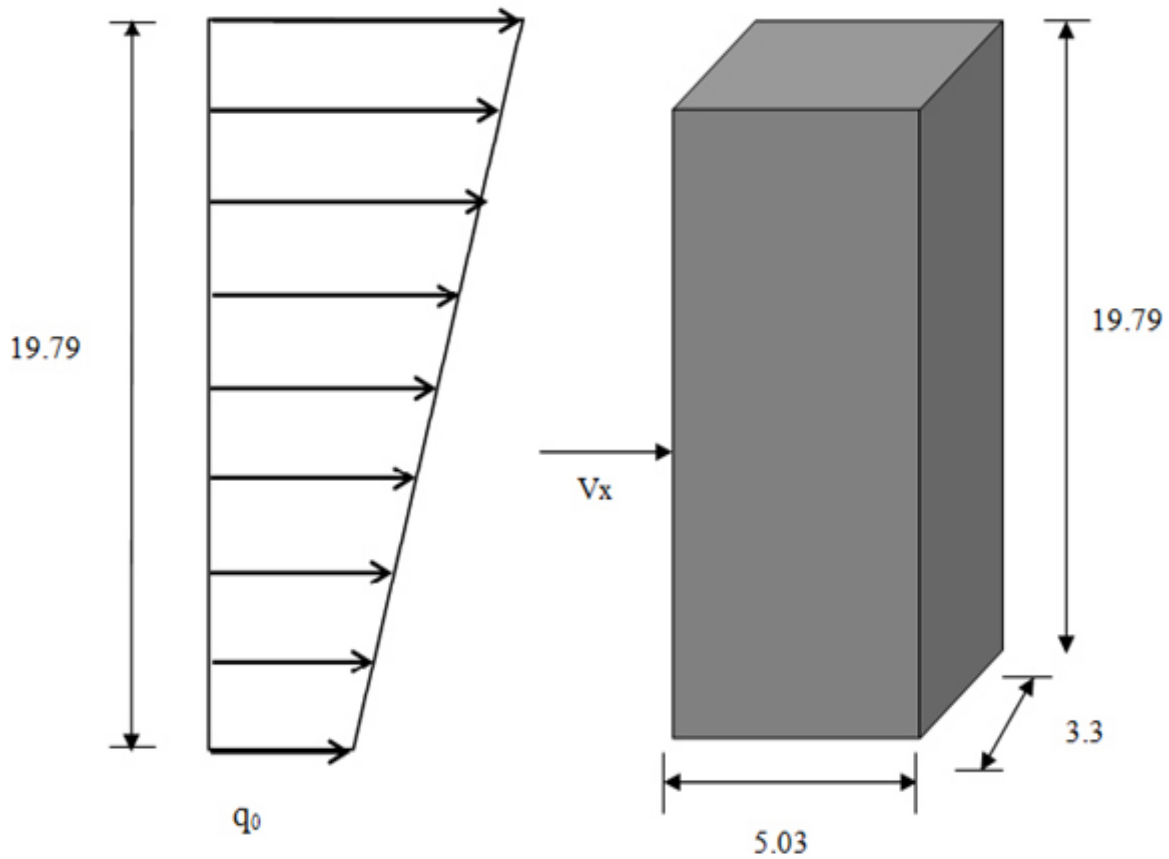


Figure. VII. 2: l'action de vent trapézoïdal.

- ✓ La force du vent à la base du bâtiment :

$$F = \frac{q_0 + q_2}{2} \times H$$

- ✓ Le moment de renversement d'ensemble par rapport à la base est :

$$M_{\text{renv}} = \frac{q_0 + 2q_2}{6} \times H^2$$

H : hauteur totale du minaret.

q_0 : pression dynamique de vent à la base du minaret.

q_2 : pression dynamique de vent au sommet du minaret.

VII.1.2 La méthode de trois points (vent parabolique) :

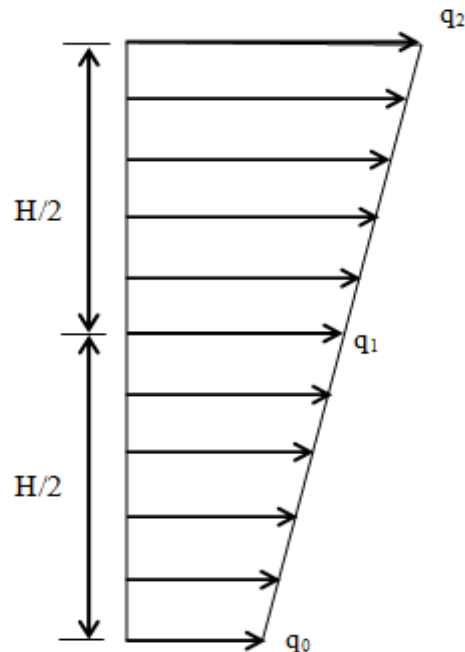


Figure. VII. 3 : l'action de vent parabolique.

On calcule la pression de vent à la base à mi-hauteur et au sommet du minaret (**tableau2,3 RNV 2013**).

Le calcul de la force est effectué en utilisant la méthode de Simpson

$$F = \frac{q_0 + 4q_1 + q_2}{6} \times H$$

Le moment de renversement d'ensemble exercée par le vent par rapport à la base est :

$$M_{\text{renv}} = \frac{q_0 + 2q_1 + q_2}{6} \times H^2$$

Dans notre cas on utilisera la méthode des deux points. La pression du vent sera déterminée selon les règles RNV99/2013.

VII.1.3 calcul de la pression dynamique de vent ($q_{d,v}$) :

La pression de vent sur un élément de surface à une hauteur donnée est

$$q_{\text{dyn}} = q_{\text{ref}} \times C_e(Z_{\text{eq}})$$

q_{ref} : est la pression dynamique de référence en fonction de la zone du vent

VII.1.3.1 Calcul du coefficient d'exposition au vent C_e :

$$C_e(z) = C_t^2(z) \times C_r^2(z) \times [1 + 7I_v(z)]$$

C_r : est le coefficient de rugosité (ch2.art 2.4.4).

C_t : est le coefficient de topographie (ch2.art 2.4.5).

$I_v(z)$: est intensité de turbulence (ch2.art 2.4.6).

Z : en(m) est la hauteur considérée

❖ **Données relatives au site :**

- Zone II (annexe 1 RNV 2013) $q_{ref} = 435N/m^2$
- Il 'ya quatre catégories de terrain est d'après le (tableau2, 4 RNV 2013) on à un Terrain de catégorie (IV)

Tableau. VII. 1: catégories de terrain.

catégories de terrain	K_t	Z_0	Z_{min}	ϵ
IV : zones urbaines dont au moins 15% de la surface est occupée des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m	0.234	1	10	0.67

Tel que : K_t : facteur de terrain,

Z_0 : paramètre de rugosité.

Z_{min} : hauteur minimale.

- Site plat (pente nulle): $C_t(Z) = 1$

Donc le coefficient d'exposition est donnée par le (tableau2, 3 RNV 2013)

VII.1.3.2 Calcul à l'aide de 2 points (vent trapézoïdal):

❖ **au milieu ou à la base du minaret :**

Nous avons $h = 9.9 \text{ m}$



$C_{ex} = 1.173$ (tableau2. 3 RNV 2013)

On obtient : $q_h = 435 \times 1.173$



$q_h = 510.26N/m^2$

❖ **Au sommet du minaret :**

Nous avons $h = 19.79 \text{ m}$



$C_{ex} = 1.64$ (tableau2. 3 RNV 2013)

On obtient : $q_h = 435 \times 1.64$



$q_h = 713.0 \text{ N/m}^2$

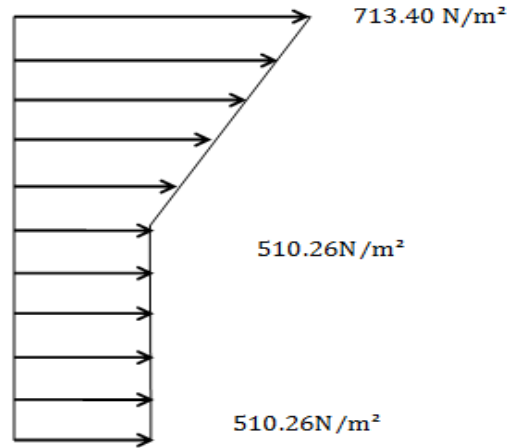


Figure. VII. 4: L'action de vent au milieu et à la base et le sommet du minaret.

Tableau. VII. 2: valeurs de q_h pour les différents niveaux du minaret.

q_{ref}	à la base et milieu du minaret			au sommet du minaret		
	H	C_{ex}	q_h	H	C_{ex}	q_h
435	9.90	1.173	510.255	19.79	1.64	713.4
435	12.95	1.44	626.4	25.91	1.937	842.595
435	16.01	1.64	713.4	32.03	2.055	893.925
435	19.07	1.64	713.4	38.15	2.055	893.925
435	22.13	1.8	783	44.27	2.16	939.6
435	25.20	1.937	842.595	50.40	2.34	1017.9
435	28.25	1.937	842.595	56.51	2.487	1081.84
435	30.00	1.937	842.595	60.00	2.487	1081.84

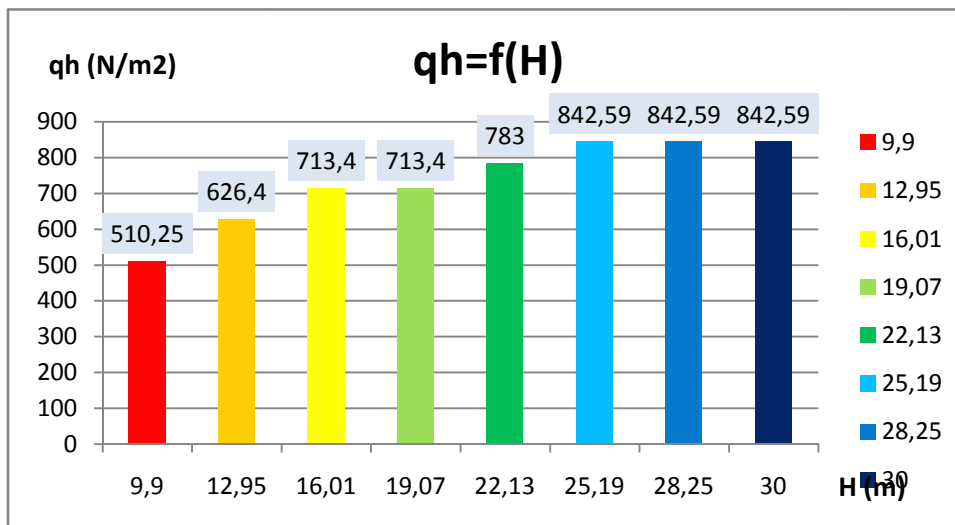


Figure. VII. 5: la courbe de la pression dynamique à la base et milieu du minaret.

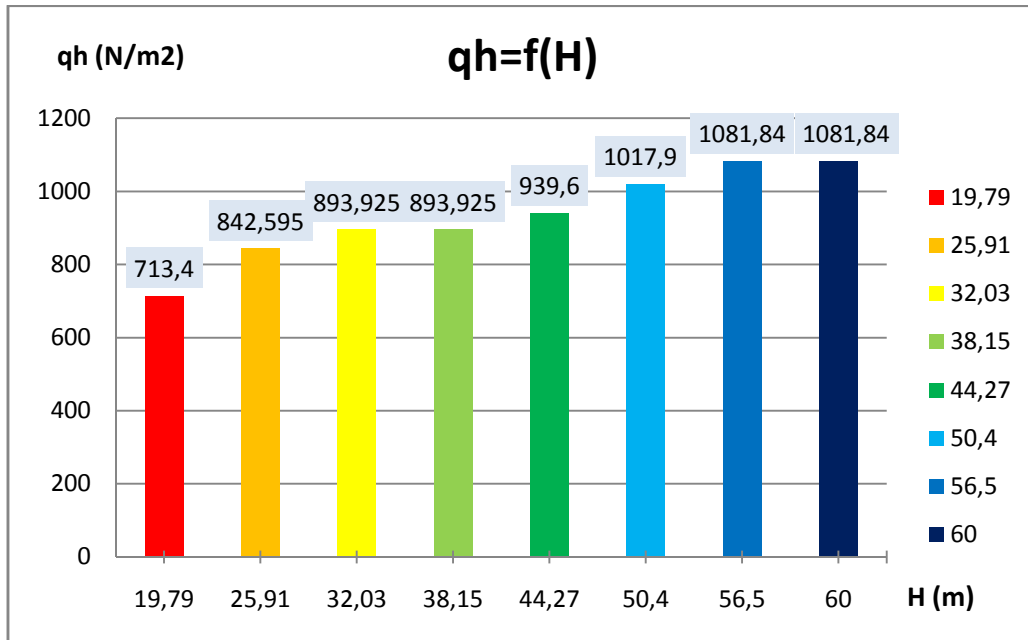


Figure. VII. 6: la courbe de la pression dynamique au sommet du minaret.

Commentaire :

La valeur de la pression dynamique augmente avec l'augmentation de la hauteur de minaret, donc la pression dynamique proportionnelle avec la hauteur.

VII.1.4 Etude de la stabilité au vent du minaret sous l'action du vent :

Il s'agit de vérifier $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

Le moment stabilisateur : $M_{stabilisateur} = M_{W/O} = \sum W_i \times b_i$

Le moment de renversement: $M_{Renversement} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$

➤ **Méthode des 2 points (vent trapézoïdal):**

❖ Résultante du vent à la base :

$$F = \frac{q_0 + q(19.79)}{2} \times H = 10.768 \text{KN/m}$$

❖ Le moment de renversement d'ensemble à la base :

$$M_{renv} = \frac{q_0 + 2 q(19.79)}{6} \times H^2 = 126.44 \text{kN.m}$$

➤ **Méthode des 03 points (vent parabolique):**

❖ Résultante du vent à la base :

$$F = \frac{q_0+4q_1+q_2}{6} \times H = 13.448 \text{KN/m}$$

❖ Le moment de renversement d'ensemble à la base :

$$M_{\text{renv}} = \frac{q(19.79) + 2 q(9.9)}{6} \times H^2$$

$$M_{\text{renv}} = \frac{510.26+2 \times 713.4}{6} \times 19.79^2 = 126.44 \text{KN/m}$$

Tableau. VII. 3: valeurs de F et M_{renv} pour les différents niveaux du minaret.

	Vent trapézoïdal		Vent parabolique	
	F (KN)	M_{renv} (KN.m)	F (KN)	M_{renv} (KN.m)
H=19.79	12.108	126.44	10.77	126.44
H=25.91	19.031	258.64	17.16	258.64
H=32.03	25.741	427.68	23.81	427.68
H=38.15	30.659	606.73	28.36	606.73
H=44.27	38.129	869.56	35.82	869.56
H=50.40	46.885	1218.56	43.94	1218.56
H=56.50	54.38	1600.04	49.88	1600.04
H=60.00	57.73	1803.78	52.94	1803.78

Tableau. VII. 4: vérification du renversement.

	Sens XX'			Sens YY'			Obs
	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M_S / M_R	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M_S / M_R	
H=19.79	861.81	126.44	6.82	809.12	126.44	6.39	CV
H=25.91	1128.32	258.64	4.36	1059.34	258.64	4.09	CV
H=32.03	1394.84	427.68	3.26	1309.56	427.68	3.06	CV
H=38.15	1661.35	606.73	2.74	1559.79	606.73	2.57	CV
H=44.27	1927.87	869.56	2.22	1810.01	869.56	2.08	CV
H=50.40	2194.3	1218.56	1.80	2060.23	1218.56	1.69	CV
H=56.51	2460.8	1600.04	1.54	2328.47	1600.04	1.51	CV
H=60	2612.78	1803.78	1.45	2472.27	1803.78	1.37	CNV

VII.1.4.1 Les courbes des moments :

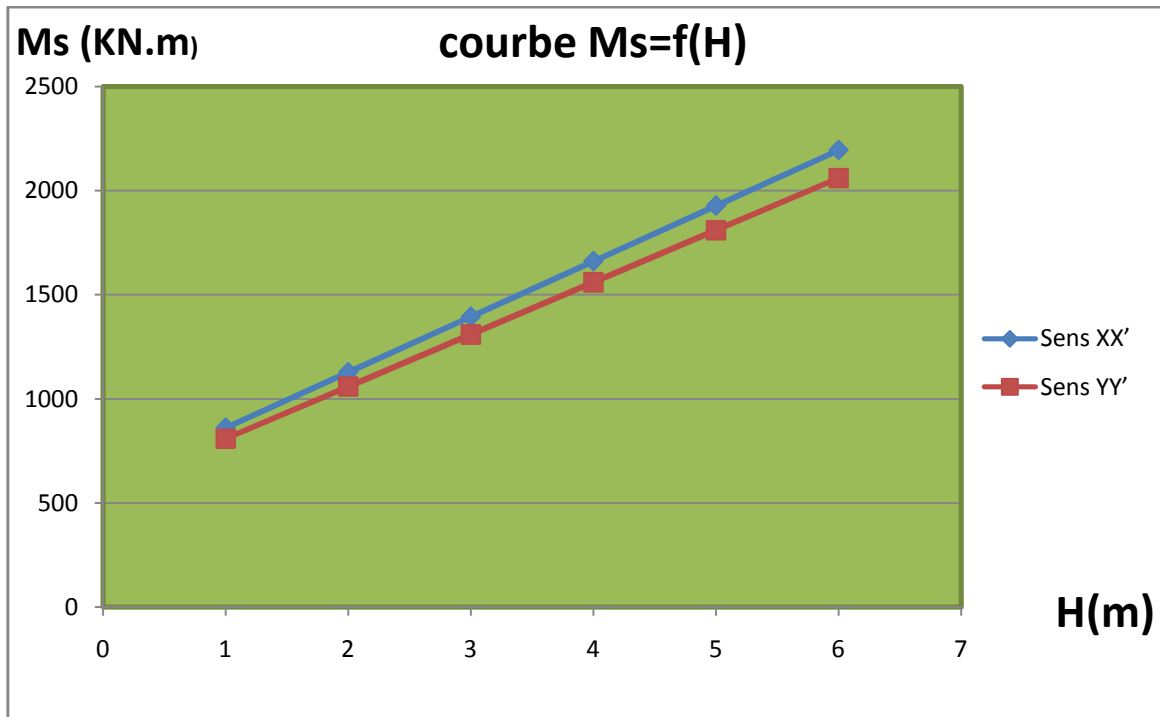


Figure. VII. 7: la courbe de moment stabilisateur.

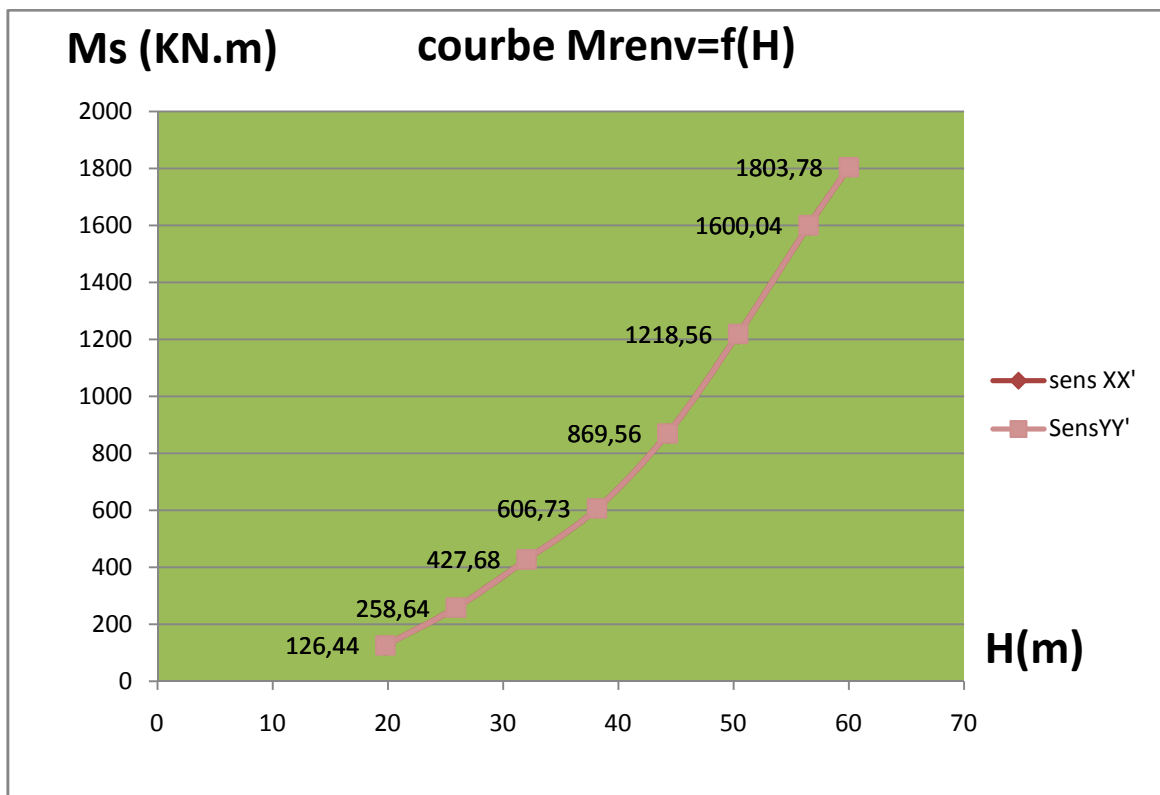


Figure. VII. 8: la courbe de moment de renversement.

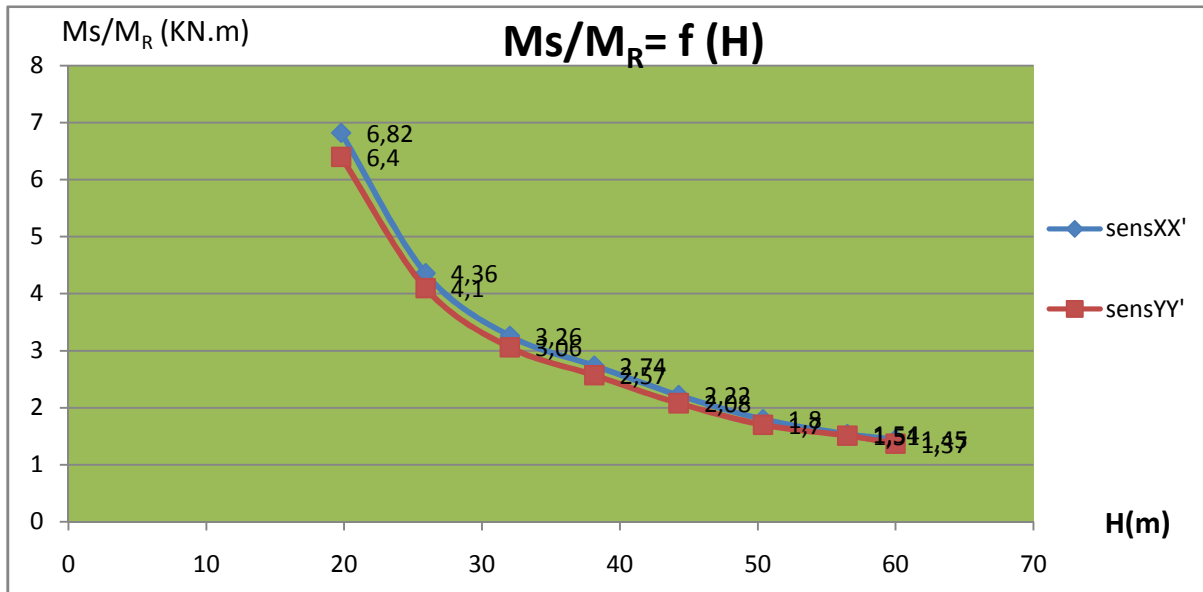


Figure. VII. 9: la courbe de moment stabilisateur sur le moment de renversement.

Commentaire :

Le minaret reste stable au renversement jusque à une hauteur de soixante mètre sous l'effet de vent.

VII.2 Conclusion:

Après toutes les variations et les vérifications dans la hauteur de minaret on peut dire que notre minaret est stable sous l'action du vent jusque à une hauteur de 56 m et au delà de 56 m le minaret n'est plus stable au vent.

CONCLUSION GENERALE

La conception représente un élément clé dans l'étude des projets et des ouvrages de génie civil. Elle doit être entreprise et élaborée conformément aux règles de sécurité et de conception établies tout en tenant compte des contraintes économique et esthétique.

Une mosquée est plus qu'un lieu de culte ; elle sert d'institution sociale et éducative. Elle sert aussi de lieu de rencontres et d'échanges sociaux.

C'est pourquoi nous avons mené cette étude avec minutie et beaucoup d'intérêt pour objectif de garantir un dimensionnement conforme aux règles et à la hauteur des exigences de sécurité requises pour un lieu de culte pouvant recevoir des dizaines de personnes en même temps.

Le choix du contreventement par portique auto stable, a conduit à des ferraillements importants des éléments porteurs (poteaux-poutres). Pour garantir une meilleure stabilité de toutes les parties de la mosquée, des joints sismiques sont prévus et convenablement calculés de sorte à éviter l'entrechoquement de ces parties de la structure en cas de séisme.

La sécurité de l'ouvrage soumis aux effets de l'action sismique et l'effet de vent qui garantie aux éléments porteurs la vérification des conditions exigées par le RPA99 et RNV2013

L'étude de projet il n'est pas simple de mettre en adéquation les aspects techniques, esthétiques et financiers, mais cette occasion nous a aidées à mieux d'application les connaissances acquises durant notre formation université par connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un mosquée en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Ce projet constitue par nous comme une première expérience dans le domaine de la conception des structures en génie civil, nous pourrons mieux aborder les exigences de la vie professionnelle, et nous souhaite que ce modeste travail soit à la hauteur et qu'il servira les promotions futures.

Bibliographie

Pour l'élaboration de présent document nous avons utilisé :

➤ Règlements :

- ❖ Règle de conception et de calcul des structures en béton armé **C.B.A 93 « DTR-B 41 »**.
- ❖ Règles parasismiques algériennes **R.P.A 99 « version 2003 »**.
- ❖ Charges permanentes et charges d'exploitation **D.T.R-B.C 2.2**.
- ❖ Règlement neige et vent **RNV version 2013 (DTR C 2-47)**.
- ❖ Cahier des clauses technique générales : **Fascicule 74**.

➤ Livre :

- ❖ Ouvrages en béton armée H.Renaud.

➤ Logiciels utilisés :

- ❖ ETABS.....Analyse des structures.
- ❖ AUTOCAD 2016.....Dessin.
- ❖ EXCEL 2007.....Calcul.
- ❖ WORD 2007.....Traitement du texte.
- ❖ SOCOTEC (calcul de sections rectangulaires et section circulaire en béton armé a la flexion simple et flexion composé).