

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار – عنابة

Faculté : Sciences de l'ingénierat

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et Techniques

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structures

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème:

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Présenté par : *BELHOUCHE HANA – MEDAR SAWSEN*

Encadrant : *SELOUGHA Mokhtar MA A Université Badji Mokhtar - ANNABA*

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
MERZOUUD MOULOUD	Pr	Badji Mokhtar Annaba	Président
SELOUGHA Mokhtar	MA A	Badji Mokhtar Annaba	Encadrant
HAMMOUDA Abdelaziz	M.C.A	Badji Mokhtar Annaba	Examineur

Année Universitaire : 2020/2021

Remerciements

Toute notre parfaite gratitude et remerciement à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre encadreur Mr SLOUGHIA MOKHTAR pour sa disponibilité permanente, pour son aide et ces orientations précieuses, tout le long de ce projet.

Nous tenons également à remercier les honorables membres du jury, pour l'honneur qu'ils nous ont accordés en acceptant d'évaluer notre travail.

Nous remercions aussi l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation en master.

Enfin, notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont donné tout pour réussir, aucune expression ne pourrait exprimer l'amour et la reconnaissance que je vous porte.

A toi ma mère chérie qui m'a donné la vie et la joie de vivre, ta bonne éducation, tes conseils et tes bénédictions m'ont jamais fait défaut. Que dieu te garde pour nous.

A toi mon père Mohamed, l'œil attentif et compréhensif, mon exemple et la personne la plus digne de mon estime et mon respect.

Mes grands parents.

A mes aimables sœurs Hanane.

A mes adorables frère Chemse dine.

A mon cher oncle Makloufe et sa femme que j'aime fort.

A ma tante, mon oncle et mes cousins ryma mounia .

A tous mes chers amies Fatima , Ahlame , Abier et
Afrahe

Mme Belhouchet hana

Dédicaces

Je dédie ce travail à mes chers parents qui m'ont donné tout pour réussir, aucune expression ne pourrait exprimer l'amour et la reconnaissance que je vous porte.

A toi ma mère chérie qui m'a donné la vie et la joie de vivre, ta bonne éducation, tes conseils et tes bénédictions m'ont jamais fait défaut. Que dieu te garde pour nous.

A toi mon père Farid, l'œil attentif et compréhensif, mon exemple et la personne la plus digne de mon estime et mon respect.

Recevez à travers ce travail toute ma gratitude et mes profonds sentiments, que Dieu vous préserve et vous accorde santé, bonheur et longue vie.

A mon mari qui me donne tout pour réussir Abd ennour.

Mes grands parents.

A mes aimables sœurs noure el houda ,alaa rahmane .

A mes adorables frère Abdelmadjid, koussay et le petit khairou albachir.

A mon beau-père Abde alwhabe.

A mon beau-frère Anoure .

A tous mes chers amis et amies
sihem,rania,samia,rouimaissa

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	1
I.1.Présentation de l'ouvrage.....	1
I.2.Présentation du bâtiment.....	1
I.3.Caractéristiques géométrique de l'ouvrage	1
I.4.conception de la structure	1
I.5. Règles et hypothèses de calcul	3
I.6.caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.7. Hypothèses de calcul.....	10
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges.....	12
II.1. Introduction.....	12
II.2. Pré-dimensionnement des planchers	12
II.3. Pré-dimensionnement des poutres.....	15
II.4.Pré dimensionnement des poteaux	17
II.5.Les voiles.....	18
II.6.Escaliers.....	20
II.7. Acrotère.....	23
II.8.Evaluation des charges et des surcharges.....	23

Chapitre III : Ferrailage des éléments secondaire	35
Introduction	35
III.1. L’acrotère	35
III.1.1. Calcul des efforts	36
III.1.2. Combinaisons de charges.....	37
III.1.3. Ferrailage	37
III.1.4. Schéma de ferrailage.....	42
III.2. Escaliers	43
III.2.1. Détermination des sollicitations.....	43
III.2.2. Calcul des sollicitations.....	43
III.2.3. Ferrailage	46
III.1.4. Schéma de ferrailage.....	52
III.2.3. Calcul des sollicitations.....	53
III.3. Étude de poutre palière	53
III.3.1. Pré-dimensionnement	53
III.3.2. Évaluation des charges.....	53
III.3.3. Ferrailage	54
III.3.4. Schéma de ferrailage.....	59
III.4. Étude des planchers	60
III.4.1. Introduction.....	60
III.4.2. Types des planchers.....	60
III.4.3. Méthode de calcul	60
III.4.4. Étape de calcul par la méthode de Caquot	61

III.4.5. Calcul du plancher RDC+1 ^{er} étage	62
III.4.6. Calcule les étages courants.....	76
III.4.7.poutrelles.....	86
III.4.8.Schéma de ferrailage.....	91
III.5.Balcon	92
III.5.1.Balcon	92
III.5.2.Combinaisons des charges.....	92
III.5.3.Calcul de ferrailage.....	93
III.5.Schéma de Ferrailage.....	54
III.6.Etude de la dalle machine.....	98
III.6.1. Définition de l'ascenseur.....	98
III.6.2.Caractéristique de l'ascenseur.....	99
III.6.3.Calcul de la Dalle.....	102
III.6.5.Schéma de Ferrailage.....	107
Chapitre IV : Etude Sismique.....	108
IV.1.Introduction.....	108
IV.2.Logiciel utilisé dans notre mémoire.....	108
IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques.....	118
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux.....	64
V.1. Les poteaux.....	129
V.1.1.Ferrailage des poteaux.....	129
V.2. Les poutres.....	142
V.1.2.Schéma de ferrailage.....	145
V.2.1.Rôle et définition.....	145
V.2.2.Calcul de ferrailage.....	149

V.2.3.Schéma de ferrailage.....	155
V.2.4.Schéma de ferrailage.....	155
V.3. Voile	157
V. 3.1. Introduction	157
V. 3.2. Classification des types de voiles.....	157
V.3.3. Caractéristiques Géométrique	157
V.3.4. Méthode De Calcul Des Voile methode De Contrainte de calcul d'un voile disposé dans le sens Y au niveau SS.....	159
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	88
Introduction.....	168
VI.1. Rôle et définition.....	168
VI.2.Choix du type de fondation.....	168
VI.3.Etude du radier	168
VI.3.3Ferrailage du radier.....	176
VI.3.4.Schéma de ferrailage.....	180
VI.3.5.Etude du débord du radier.....	181
VI.3.6.Calcul des nervures.....	182
VI.3.7.Schéma de ferrailage.....	184
Conclusion.....	186

LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS :

B.A.E.L : Béton Armé aux Etats Limites

R.P.A : Règles parasismiques algériennes

C.B.A : Règle de conception et de calcul des structures en béton armé

D.T.R : Document Technique Réglementaire

E.L.U : Etat Limite Ultime

E.L.S : Etat Limite de Service

E.L.A : Etat Limite Accidentel

G : Charge permanente

Q : charge d'exploitation

H.A : Haute Adhérence

R.L : Ronds Lisses

kN: kilo Newton

ml :mètrelinéaire

MPa :Méga Pascal

RDC : Rez De Chaussée

S_{acr} : Section de l'acrotère

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

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

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{ij} : Module d'élasticité instantanée

E_{vj} : Module d'élasticité différée

ν : coefficient de poisson

σ_b :Contrainte de compression du béton

$\overline{f_{bu}}$: Contrainte de résistance du béton à l'ELU

$\overline{\sigma_b}$: Contrainte de résistance du béton à l'ELS

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte de résistance de l'acier à l'ELS

τ_u : Contrainte de cisaillement

$\tau_{u,lim}$: Valeur de cisaillement limite donné par le B.A.E.L

f_c : Limite d'élasticité de l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

N_u : Effort normal à l'ELU

N_s : Effort normal à l'ELS

F_t : Effort de traction

V_u : Effort tranchant à l'ELU

M_u : Moment fléchissant à l'ELU

M_s : Moment fléchissant à l'ELS

M_{tor} : Moment de torsion

A_s : Section d'armatures

A_{max} : Section d'armatures maximales

A_{min} : Section d'armatures minimales

A_r : Section d'armatures de répartitions

A_t : Section d'armatures transversales

B_{hom} : Section homogène du béton et l'acier

\emptyset : Diamètre

\emptyset_t : Diamètre des armatures transversales

Δ_f : La flèche

Δ_{fadm} : La flèche admissible

L_r : Longueur de recouvrement

S_t : Espacement des armatures

c : L'enrobage

d : Hauteur utile

λ_g : L'élancement géométrique

L_f : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

LISTE DES FIGURES :

Chap. I : Présentation de l'ouvrage

Figure (I.1) : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU.....	6
Figure (I.2) : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	6
Figure (I.3) : diagramme contrainte-déformation.....	9

Chap. II : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Figure (II.1) : plancher en corps creux.....	12
Figure (II.2) : schéma du balcon.....	15
Figure (II.3) : Dimensions de poutre	15
Figure (II.4) : coupée voile en élévation.....	19
Figure (II.5) : coupes des voiles en plan pour différents cas.....	19
Figure (II.6) : schéma de l'escalier.....	20
Figure (II.7) : schéma de l'acrotère.....	23
Figure (II.8) : caractéristique de plancher terrasse.....	22
Figure (II.9) : caractéristique de plancher étage	22
Figure (II.10) : schéma des murs extérieurs.....	26

Chap. III: Ferrailage des éléments secondaire

Figure (III.1) : schéma statique de l'acrotère.....	36
Figure (III.2) : ferrailage de l'acrotère.....	42
Figure (III.3) : chargement de l'escalier.....	44
Figure (III.4) : sollicitations escalier.....	45
Figure (III.5) : chargement de l'escalier.....	46
Figure (III.6) : sollicitations escalier.....	46
Figure (III.7) : ferrailage volée	52
Figure (III.8) : ferrailage de la poutre palière.....	59
Figure (III.9) : ferrailage coupe en travée.....	91
Figure (III.10) : ferrailage coupe en appuis.....	91
Figure (III.11) : ferrailage coupe en travée.....	91
Figure (III.12) : ferrailage coupe en appuis.....	91
Figure (III.13) : schéma dalle pleine(balcon).....	92
Figure (III.14) : ferrailage du balcon.....	97
Figure(III.15) : La poulie de la machine.....	100
Figure (III.16) : Ferrailage de la dalle machine.....	107

Chap. IV: Etude sismique

Figure (IV.1) : modélisation 3D de la structure sur Robot.....	120
Figure (IV.2) : disposition des voiles.....	122

Chap. V : Ferrailage des éléments structuraux

Figure (V.1) : : ferrailage des sections de la P1.....	142
Figure (V.2) : : ferrailage des sections de la P2.....	143
Figure (V.3) : : ferrailage des sections de la P3.....	143
Figure (V.4) : ferrailage coupe des poteaux.....	144
Figure (V.5) : ferrailage coupe en travée et en appuis.....	149

Figure (V.6) : ferrailage des poutres principales.....	149
Figure (V.7) : ferrailage coupe en travée et en appuis.....	155
Figure (V.8) : ferrailage des poutres secondaires.....	156
Figure (V.9) : Voile plein.....	158
Figure (V.10) : ferrailage coupe des voiles 01 (tous les étages).....	166
Figure (V.11) : ferrailage coupe des voiles 02 (RDC, 1 ^{er} et 2 ^{ème} étages).....	167
Figure (V.12) : ferrailage coupe des voiles 02 (3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages).....	167

Chap. VI : Etude de l'infrastructure

Figure (VI.1) : contrainte sous radier.....	174
Figure (VI.2) : ferrailage nappe inférieur (appuis).....	181
Figure (VI.3) : ferrailage nappe supérieur (travée).....	181
Figure (VI.4) : ferrailage coupe en travée selon x-x et y-y.....	184
Figure (VI.5) : ferrailage coupe des nervure.....	185
Figure (VI.6) : ferrailage coupe des radier	185

LISTE DES TABLEAUX :

Chap. I : Présentation de l'ouvrage

Tableau (I.1) : propriétés mécaniques du béton.....	5
Tableau (I.2) : caractéristiques mécaniques des aciers.....	8

Chap. II : Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

Tableau (II.1) : évaluation des charges de l'acrotère.....	23
Tableau (II.2) : évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.....	25
Tableau (II.3) : évaluation des charges du plancher étage courant.....	25
Tableau (II.4) : évaluation des dalle pleine étage courant.....	26
Tableau (II.5) : évaluation des charges des murs extérieurs.....	26
Tableau (II.6) : évaluation des charges du balcon terrasse inaccessible.....	27
Tableau (II.7) : évaluation des charges du balcon d'étage courant.....	27
Tableau (II.8) : évaluation des charges du palier.....	28
Tableau (II.9) : évaluation des charges de la volée (paillasse).....	28
Tableau (II.10) : évaluation des charges du palier.....	29
Tableau (II.11) : évaluation des charges de la volée (paillasse).....	29

Chap. III : Ferrailage des éléments secondaire

Tableau (III.1) : ferrailage des poutrelles terrasse à l'ELU et vérification de la contrainte du béton à l'ELS.....90

Tableau (III.2) : ferrailage des balcons à l'ELU et vérification de la contrainte du béton à l'ELS..... 96

Tableau (III.3) : ferrailage à l'ELU et vérification de la contrainte du béton à l'ELS.....106

Chap. IV : Etude sismique

Tableau (IV.1) : période et participation massique.....109

Tableau (IV.2) : valeurs des pénalités.....110

Tableau (IV.3) : vérification de l'effort normal réduit.....124

Tableau (IV.4) : la force sismique à la base par la méthode statique équivalente.....124

Tableau (IV.5) : vérification de la force sismique à la base.....124

Tableau (IV.6) : vérification de l'excentricité.....125

Tableau (IV.7) : vérification des déplacements inter-étage.....126

Tableau (IV.8) : vérification des déplacements max au sommet.....126

Tableau (IV.9) : justification vis-à-vis de l'effet P- Δ127

Tableau (IV.10) : vérification au renversement.....128

Chap. V : Ferrailage des éléments structuraux

Tableau (V.1) : ferrailage des poteaux.....141

Tableau (V.2) : vérification de la contrainte du béton.....142

Tableau (V.3) : vérification de la contrainte du béton.....148

Tableau (V.4) : vérification de la contrainte du béton.....155

Chap. VI : Etude de l'infrastructure

Tableau (VI.1) : vérification contrainte.....180

Tableau (VI.2) : ferrailage des détord à L'ELU et à L'ELS.....182

Tableau (VI.3) : ferrailage des nervures selon x-x et y-y.....183

Tableau (VI.4) : vérification contrainte du béton.....183

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment constitué d'un rez de chaussée plus 9 étages plus rez de chaussée et 1^{er} étage à usage commercial et habitation. Sa structure est implantée à EL TARF CENTRE dans la wilaya de EL TARF. Cette région est classée en zone IIa Selon le règlement parasismique Algérien. Cette étude se compose de quatre parties :

- **La première partie** : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments, Ensuite le pré dimensionnement des éléments et enfin la descente des charges.
- **La deuxième partie** : a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon poutre palière et l'acrotère).
- **L'étude dynamique de la structure** : a été entamée dans la troisième partie à l'aide du logiciel ROBOT et afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- **La dernière partie** : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres).

Ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91 révisée 99** et des règlements parasismiques algériens **RPA 99/2003**.

Mots clés : Bâtiment, ROBOT ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99

Summary

This Project presents a detailed study of a building consisting of a ground floor plus 9 floors plus ground floor and 1st floor for commercial use and dwelling. Its structure is located in EL TARF CENTRL in the wilaya of EL TARF. This région is classified in zone IIa According to the Algérian séismic régulations. This study consists of four parts:

- **The first part:** it is the général description of the project with a présentation of the architectural aspect of the éléments, thn the pré-dimensioning of the éléments and finally the descent of the loads.

- **The second part:** was devoted to the secondary elements (staircase, joists, balcony beam and acroter).

- **The dynamic study of the structure:** was started in the third part using the software ROBOT and to détermine the différent loading loads (permanent, operating and séismic loads).

- **The last part:** includes the reinforcement of the various résistant éléments of the structure (foundation, posts, beams). This, taking into accounts the recommendations of the revised **BAEL91 99** and the Algérian seismic régulations **RPA 99/2003**.

Keywords: Building, ROBOT; RPA 99 / version 2003; BAEL 91 revised 99.

ملخص

يعرض هذا المشروع دراسة تفصيلية للمبني الذي يتألف من طابق ارضي زائد اربعة طوابق زائد 9 طوابق زايد طابق الارضي و الاول للاستخدام التجاري , يتم انشاء هيكلها في وسط الطارف محافظة الطارف و هذه المنطقة مصنفة كمنطقة ثانية من حيث النشاط الزلزالي . وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل . تتكون هذه الدراسة من اربعة اجزاء:

الجزء الاول: الوصف العام للمشروع مع عرض المخطط المعماري , ثم مرحلة ما قبل تنسيب العناصر واخيرا تخفيض التكاليف

الجزء الثاني : خصص للعناصر الثانوية (الدرج , والحزم, وشرفة شعاع الهبوط).

الجزء الثالث: بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث مع برنامج **ROBOT** لتحديد ضغوط مختلفة بسبب التكاليف الدائمة و الاستغلال و تحميل الزلزالية

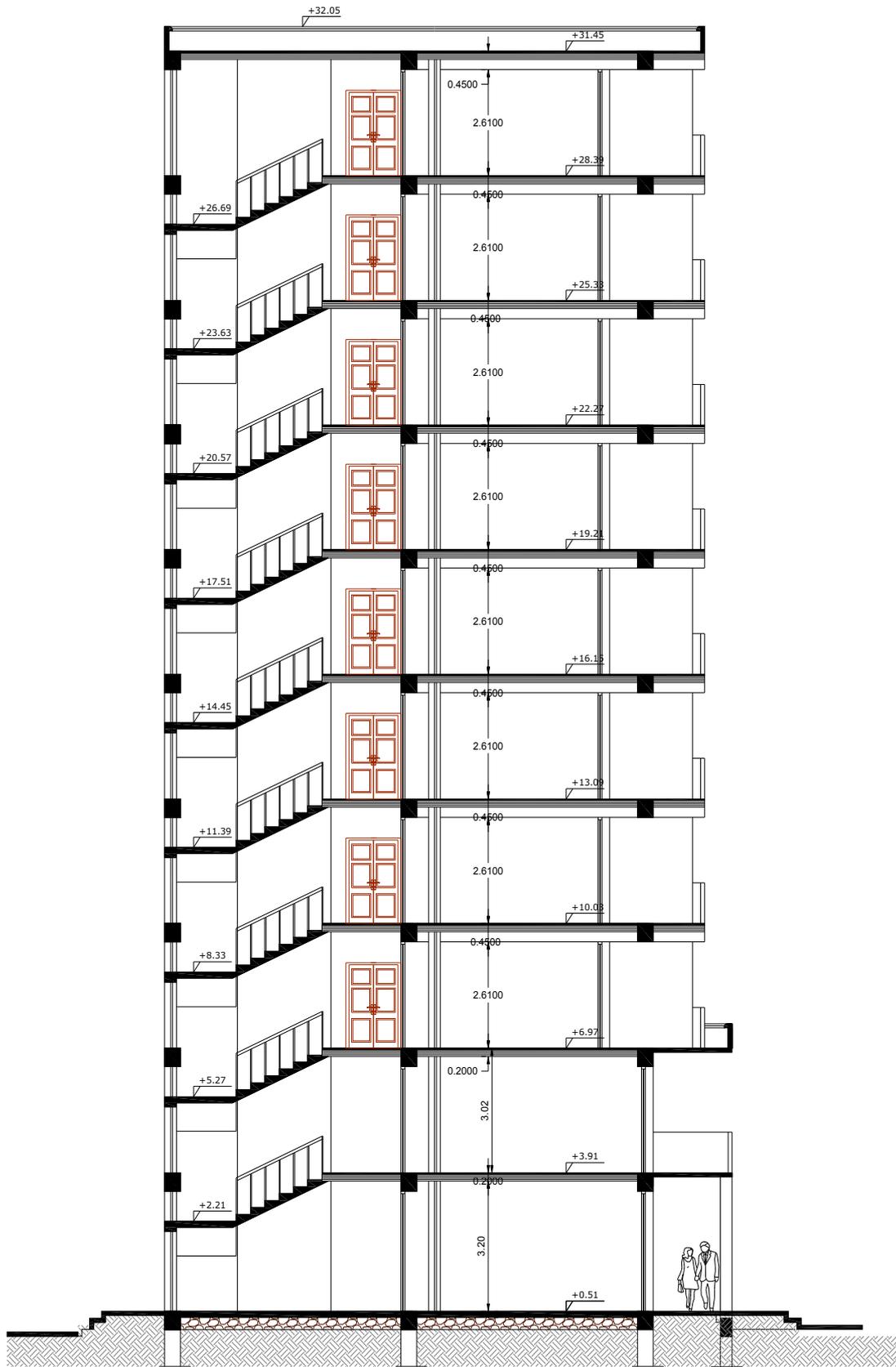
الجزء الاخير: يتألف من تعزيز عناصر مقاوم مختلفة من (هيكل الاساس و الاعمدة و الكمرات) . هذا مع الاخذ بعين الاعتبار توصيات **BAEL91 99 المنقحة 99/2003** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل.

كلمات البحث : البناء , **ROBOT** , القواعد الجزائرية للزلازل **المنقحة 99/2003** نسخة . **BAEL91 المنقحة 99**.

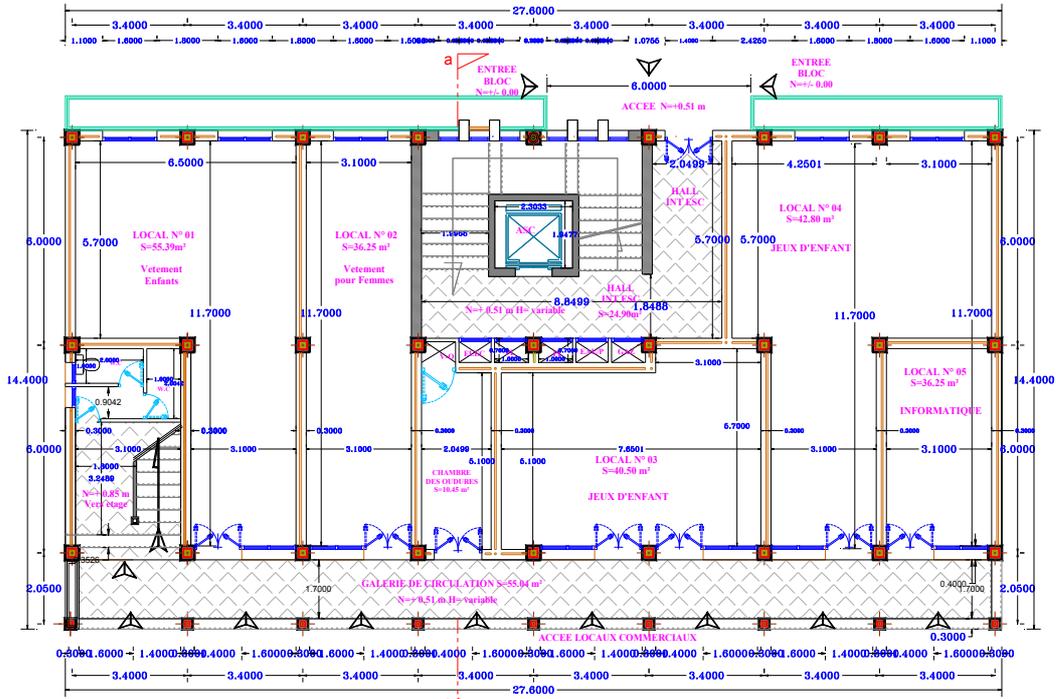


FACADE PRINCIPALE ECH 1/50

BLOC EN BARRE **BLOC N° 03**

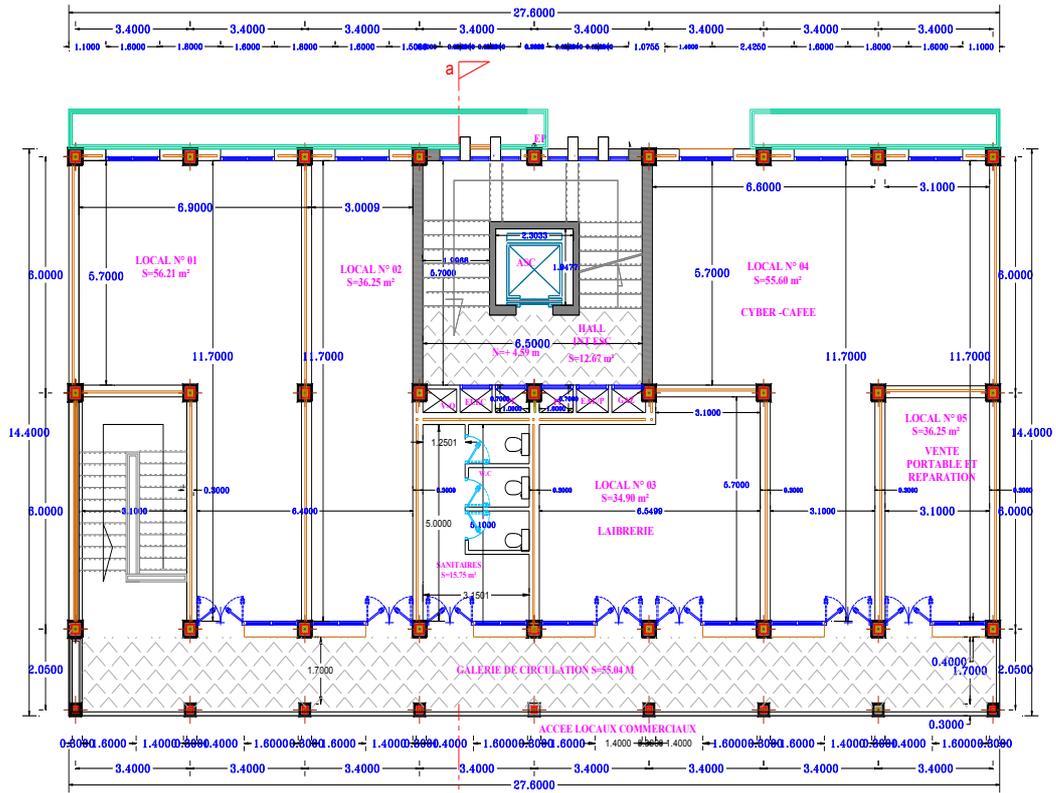


PROJET: 88 LOGTS PROMOTIONNELS à EL TARF CENTRE



VUE EN PLAN RDC ECH 1/50

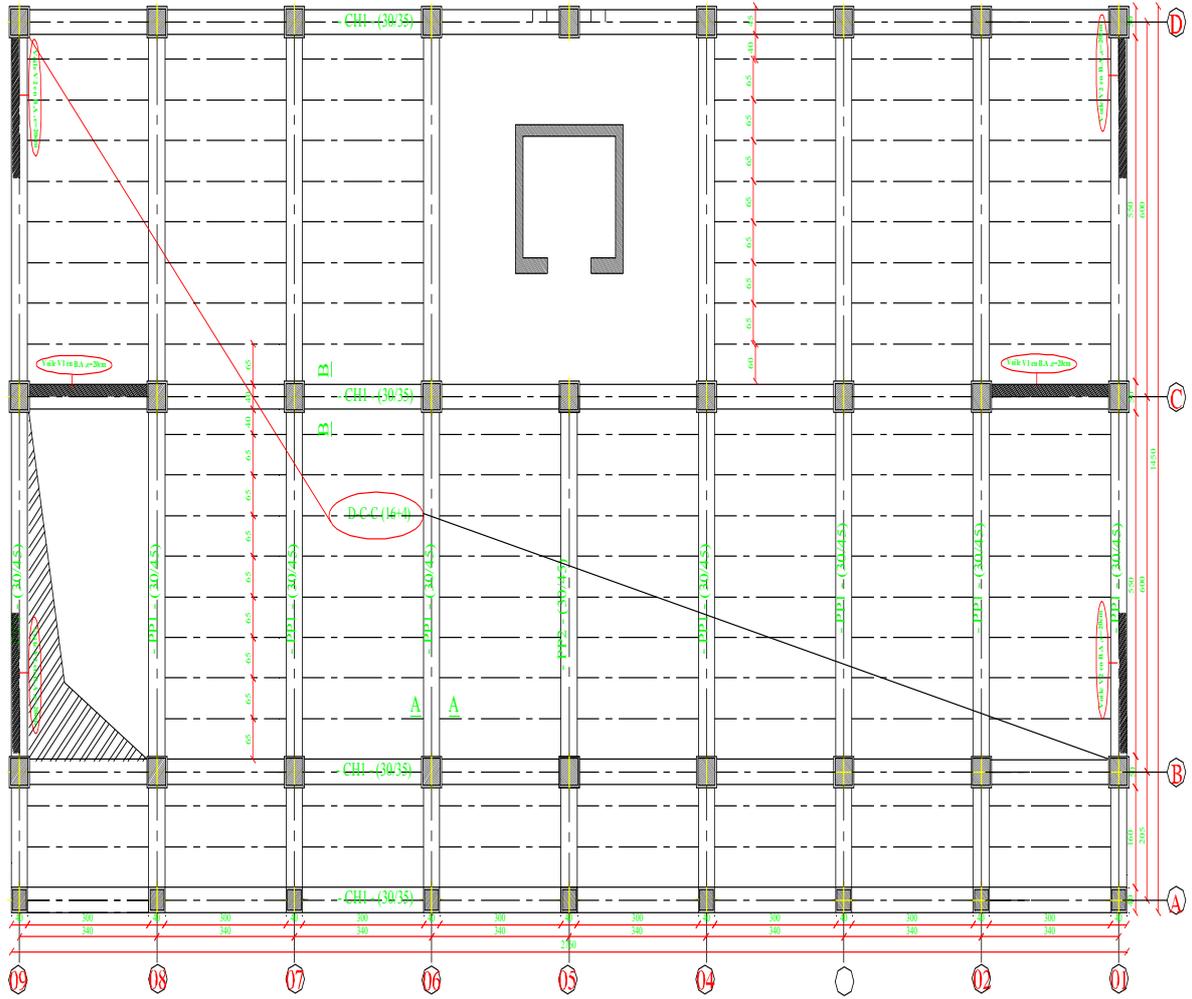
BLOC EN BARRE **BLOC N° 03**



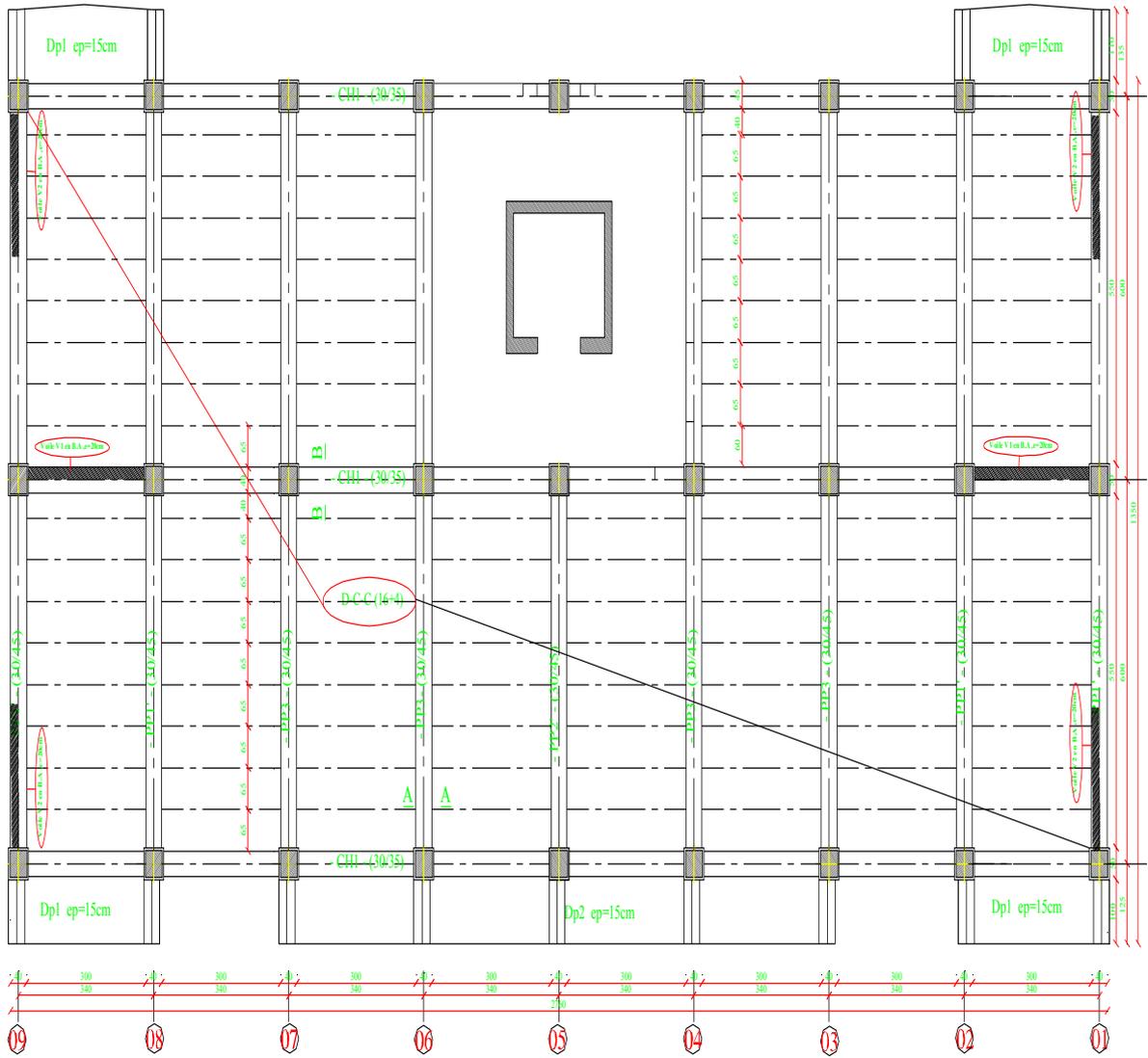
VUE EN PLAN 1ere ETAGE ECH 1/50

BLOC EN BARRE **BLOC N° 03**

COFFRAGE PLANCHERS NIV 3.40m;



COFFRAGE PLANCHERS NIV 6.46; 9.52; 12.58 ; 15.64 ; 18.7 ; 21.76 ; 24.82 ; 27.88 m



Introduction :

La conception d'une structure parasismique est un problème complexe vu la nécessité de répondre aux exigences de sécurité imposées par les règlements, et d'économie imposées par les coûts croissants des constructions.

La résistance d'une structure aux actions horizontales est principalement assurée par le système de contreventement de cette dernière. Pour les structures en béton armé, ce système de contreventement est constitué de cadres, de voiles ou des deux en même temps.

Après le séisme du **21 Mai 2003 de BOUMERDES**, des études faites par des experts comme DAVIDOVICI, ont abouti à des modifications du Règlement Parasismique Algérien. L'une de ces modifications était d'élargir l'utilisation des voiles pour le contreventement des bâtiments. Cette modification a créé un conflit sur les quantités, positions et type de voiles à adopter.

Dans le présent projet, on se propose de voir l'effet de la variation des dimensions, de la localisation et des conditions de rigidité des extrémités des voiles sur le coût d'une structure dont le système de contreventement est constitué de cadres et de voiles et cela sans omettre l'aspect sécurité.

L'étude sera menée sur un bâtiment en **R+9** implanté en zone de moyenne sismicité en utilisant 4 alternatives pour les voiles. Pour ce faire, nous procéderons comme suit :

- **La première étape** : portera sur la présentation complète du bâtiment, la définition des ces différents éléments et le choix de matériaux à utiliser.
- **La deuxième étape** : sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment.
- **La troisième étape** : sera le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, le garde-corps, l'escalier et les planchers).
- **La quatrième étape** : portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse un modèle de la structure en **3D** sur le logiciel de calcul **ROBOT**.
- **La cinquième étape** : portera sur la comparaison du coût de la structure pour les 4 dispositions des voiles en calculant le ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) pour évaluer les quantités de matériaux nécessaires (béton et acier). Les résultats donnés par **ROBOT** vont être introduit dans des programmes en Matlab développés pour le calcul du ferrailage des éléments structuraux.
- **La dernière étape** : sera l'étude des fondations du bâtiment avec la disposition retenue lors de l'étape précédente.

Chapitre I :

Présentation de l'ouvrage

Chapitre I : Description de l'ouvrage et principes généraux

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment **R+9+** plus rez de chaussée et 1^{er} étage à usage commercial et 8 étages habitation. Sa structure est implantée à TARF central dans la wilaya de TARF. Cette région est classée en zone **IIa** Selon le règlement parasismique Algérien (**RPA99/version 2003**), et en site **S2**.

I.2. Présentation du bâtiment:

Nous sommes chargés d'étudier un bloc R+9 en béton armé composé :

- Un rez-de-chaussée commercial.
- Le premier étage à usage commercial .
- Huit étages à usage d'habitation avec deux logements par niveau : **2F4**.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan et une irrégularité en plan et en élévation à partir du 3^{ème} niveau. D'après la classification des **RPA99 version 2003**.

- Le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.
- Le bâtiment est implanté dans une zone de moyenne sismicité (**zone IIa**).
- Le site est considéré comme **ferme** (**S2**).

I.3. Caractéristiques géométrique de l'ouvrage :

Contrainte admissible du sol : $\sigma_s = 0.65 \text{ bars}$.

En se basant sur les plans de coupes verticales et horizontales, les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont comme suit :

Dimensions en élévation :

➤ Hauteur du RDC -----	3.4m
➤ Hauteur étage courant -----	3.06m
➤ Hauteur de l'acrotère est de : -----	60cm
➤ Hauteur totale (sans acrotère) = -----	31.45m

Dimension en plan:

➤ Longueur en plan -----	27.60m
➤ Largeur en plan -----	13.50m

I.4. conception de la structure:

I.4.1. ossature de l'ouvrage:

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques -voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2.Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

-Plancher à corps creux.

- Plancher à dalle pleine.

a. Planchers corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 65cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 4 cm.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

b. Planchers dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

I.4.3.Terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible sauf pour l'entretien avec des revêtements

I.4.4.Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I.4.5.Maçonnerie :

On distingue :

- Mur extérieur (double paroi).
- Mur intérieur (simple paroi).

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs.

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

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

b. Murs intérieurs : Cloison de séparation de 10 cm

I.4.6.Revêtement : Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.4.7.Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 200cm et de 10cm d'épaisseur.

I.4.8.Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.5.Règles et hypothèses de calcul :

1.Les combinaisons d'action :

Les combinaisons des actions sont les ensembles constitués par des actions à considérer simultanément et représentent une étape nécessaire pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments.

Les combinaisons d'action à considérer sont :

2.Combinaison de RPA99 /V2003 :

ELA : $G+Q\pm E$

$0.8G\pm E$

3.Combinaison du BAEL 91:

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

I.6.caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé **CBA 93**, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le **BAEL 91**, ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/2003**.

I.6.1. Le béton :

a) Définition : Le béton est un mélange de granulats, de ciment, d'eau et éventuellement de produits d'addition "les adjuvants". Le rôle fondamental du béton dans une structure est de reprendre les efforts de compression.

I.6.1.1. Les matériaux composant le béton :

On appelle béton un matériau constitué par un mélange de :

a. Ciment: Le ciment joue le rôle d'un liant.

Sa qualité et ses particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile, ou de bauxite et de la température de cuisson du mélange.

b. Granulats: Les granulats comprennent les sables et les pierrailles:

Ils constituent le squelette du béton et sont en trois catégories :

- les sables : grains de dimensions comprises entre 0.08mm et 5 mm.

- les gravillons : grains de dimensions comprises entre 5mm et 25mm.

- les cailloux : grains de dimensions supérieurs à 25mm.

c. L'eau : Il sert à l'hydratation du ciment et à assurer une ouvrabilité suffisante du béton. On peut utiliser de l'eau potable, mais pas d'eau de mère. Il faut faire attention à l'excès d'eau qui peut amplifier le phénomène de retrait et provoquer la fissuration du béton.

La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³ s'il est armé, en considère une masse volumique de 2500Kg/m³.

9 Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25$ MPa

b) Composition du béton : Pour $f_{c28} = 25$ MPa 350 kg/m² de ciment de classe CPA 325

- 400 litres de sable de diamètre 0 à 5.
- 800 litres de gravier de diamètre 15 à 25.
- 175 litres d'eau de gâchage.

I.6.1.2. Résistances mécaniques du béton :

1. Résistance à la compression :

Un béton est défini par sa résistance à la compression à 28 jours d'âge dite : résistance caractéristique à la compression, notée f_{c28} .

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit (Art 2-1-11 BAEL 91).

$$f_{cj} = \frac{j \cdot f_{c28}}{(4,46 + 0.83j)} \quad \text{MPa} \quad \text{pour } j < 28 \text{ jours}$$

Pour le présent projet on adoptera : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

2. Résistance caractéristique à la traction : (Art A-2 12 BAEL91)

Conventionnellement elle est définie comme une part de celle à la compression par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \quad \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$$

Résistance à la compression	Résistance en traction	Module d'élasticité		Coefficient De poisson
		Instantané	différé	
$j < 28 \text{ jours} \rightarrow$ $f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$ $j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ $j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{ij} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$	$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa}$	$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$ $E_{vj} = 10818,86 \text{ MPa}$	$\nu = \frac{\Delta L}{L}$ $\nu = 0,2$

Tableau (I.1) : propriétés mécaniques du béton.

3. Contraintes limites :

a- Contrainte limite à la compression : (Art 4 -3 .41 BAEL91)

à l'ELU :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa}$$

Avec :

γ_b : coefficient de sécurité

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante $\Rightarrow f_{bc} = 14,20$ MPa

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle $\Rightarrow f_{bc} = 18,48$ MPa

θ coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\theta = 1$ si durée d'application est supérieur à 24 heures.

- $\theta = 0.9$ si la durée d'application est entre 1 heures et 24 heures.

-

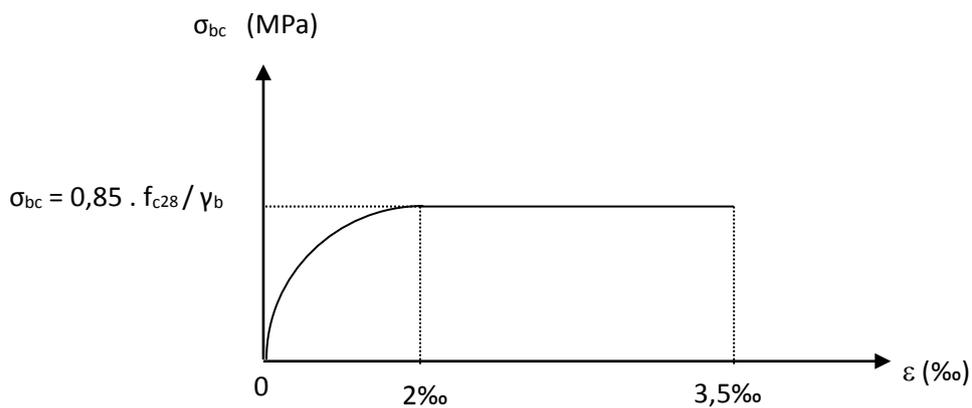


Figure (I.1) : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELU

$\theta = 0.85$ si la durée d'application est inférieur à 1 heures.

b-Contraintes de service à la compression : (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

à ELS:

Est donné par : _____

$\sigma_b = 0.6 f_{c28}$

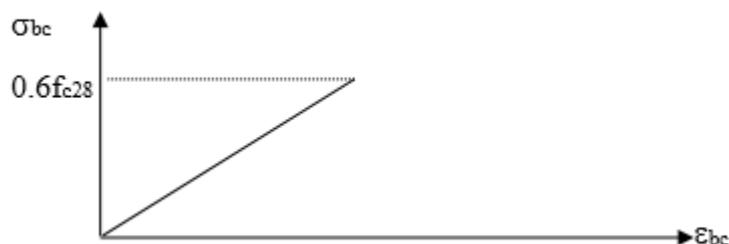


Figure (I.2) : diagramme contrainte-déformation du béton à l'ELS

b-Contrainte limite de cisaillement : (Art A – 5.1.21 BAEL91)

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$

Sachant que :

La contrainte ultime du cisaillement du béton est définie par :

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

Avec :

V_u : Effort tranchant.

b,d : Dimensions de pièce.

Les armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne sont autorisées si τ_u ne dépasse pas

$\overline{\tau_u} = \text{Min} (0.13.f_{c28} ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} \rightarrow$ fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \text{Min} (0.1.f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2.5\text{MPa} \rightarrow$ fissuration préjudiciable (ou très préjudiciable).

I.6.1.3. Module de déformation longitudinale du béton :**1. Module d'élasticité :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale et la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux types de modules :

a) Module d'élasticité instantané : (Art A – 2 .1. 21 BAEL91)

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MP} \Rightarrow E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$

b) Module d'élasticité différé : (Art A – 2.1.22 BAEL91)

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et à fin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal :

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

Avec : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10819 \text{ MPa}$

c) Module d'élasticité transversale :

$$G = E / 2 (1+\nu) \quad \text{MPa}$$

ν : Coefficient de poisson

d) Coefficient de poisson : (Art A.2 1 3 BAEL91)

C'est le rapport des déformations transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

À l'ELU : $\nu = 0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

À l'ELS : $\nu = 0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I.6.2.Acier:

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

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

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 2,1.10^5 \text{MPa}$.

I.6.2.1.Caractéristiques des aciers utilisés :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètres (mm)	Limites élastiques en MPa	Module d'élasticité
R.L	Armatures Transversales	Fe E235	$\varnothing < 10$	FeE =22 ($f_e = 215$ MPa) FeE =24 ($f_e = 235$ MPa)	Es = 2,1.10 ⁵ MPa
Barre HA	Armatures Longitudinales	Fe E400	$\varnothing > 10$	$f_e = 400$ MPa	
Treilles soudes	Eléments plans	TLE 520	$\varnothing < 6$	$f_e = 520$ MPa	

Tableau (I.2) : caractéristiques mécaniques des aciers.

-Module d'élasticité longitudinal :

Il est noté (E_s), sa valeur est constante quelle que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

I.6.2.3.Contrainte à ELU :

1. Diagramme contrainte déformation de calcul :

Dans le calcul relatif aux états limites, on utilisera le diagramme simplifié suivant.

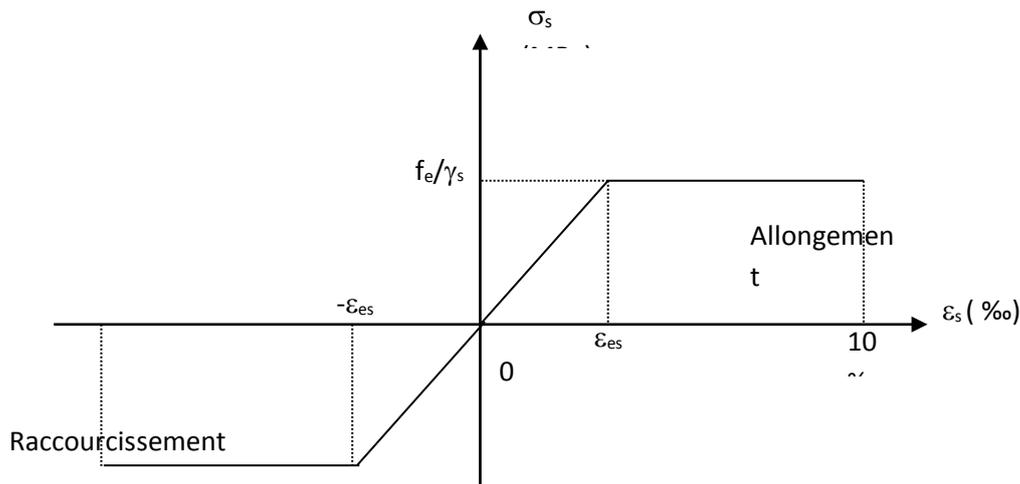


Figure (I.3) : diagramme contrainte-déformation.

2. Limite d'élasticité :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \gamma_s : \text{Coefficient de sécurité}$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad \text{En situation durable}$$

$$\gamma_s = 1,00 \quad \text{En situation accidentelle}$$

3. Contrainte à ELS .

4. La contrainte maximale des armatures tendues à l'E L S :

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service. D'après les règles **BAEL91**, on distingue trois cas de fissuration :

a) Fissuration peu nuisible : (BAEL9 / Art 4-5-32)

C'est le cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

b) Fissuration préjudiciable : (BAEL91/Art 4-5-33)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{c28}}) \quad \text{MPa}$$

c) Fissuration très préjudiciable : (BAEL91 / Art 4-5.34)

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \text{ en } \text{MPa} \quad \text{Avec :}$$

η : coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

5. Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté n est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 1.5$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

6. Protection des armatures : (Art A.7-2 4 BAEL91)

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et de protéger les armatures des effets intempéries et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (c) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

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

I.7. Hypothèses de calcul :**a) ELS :**

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Le retrait et le fluage ne sont pas pris en compte.
- Le comportement des matériaux est linéaire élastique.
- Dans le diagramme des contraintes l'un des matériaux doit travailler au maximum autorisé.

b) ELU :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- Les déformations des sections sont limitées à :
 - $\varepsilon_{bc} = 3,5$ ‰ en flexion simple et $\varepsilon_{bc} = 2$ ‰ en compression simple.
- L'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à $\varepsilon_s = 10$ ‰.
- On peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d'un groupe de barres tendues ou comprimées.

- Le diagramme contrainte – déformation du béton est « parabole – rectangle ».

Chapitre II :

Pré dimensionnement des éléments et évaluation des charges

chapitre II :

pré-dimensionnement et descente des charges

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement a pour but de déterminer les dimensions de différents éléments de la structure. Ces dimensionnement sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version 2003, C BA 93, BAEL 91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante;
- Dalle pleine pour les balcons.

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65 cm, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

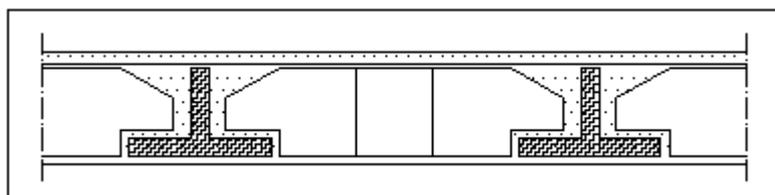


Figure (II.1) : plancher en corps creux.

- L'épaisseur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{22,5} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{15}$$

Avec :

L : longueur entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

On a :

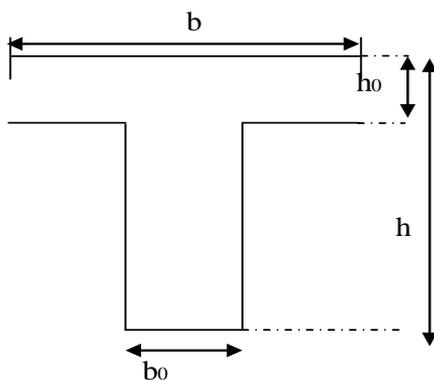
$$L = 340 - 30 = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{300}{22,5} \leq h_t \leq \frac{300}{15}$$

$$13,33 \leq h_t \leq 20$$

Nous prenons: $h_t = 20 \text{ cm}$

On prend : **(16+4) cm.**



La largeur des poutrelles

$$0,3 h \leq b_0 \leq 0,4 h \rightarrow 6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 8 \text{ cm}$$

on adopte: **$b_0 = 12 \text{ cm}$**

-Longueur des débords :

$$b_1 = \min \left\{ \frac{(b - b_0)}{2}, l_x / 12 \right\} = \left\{ \frac{(65 - 12)}{2}, 300 / 12 \right\}$$

$$b_1 = \min(26,5 ; 25) \text{ cm} \quad \quad \quad \mathbf{b_1 = 26,5 \text{ cm}}$$

Conclusion :

On adoptera un plancher à corps creux de 20 cm d'épaisseur composés d'un hourdis de 16cm et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

II.2.2. Plancher en dalle pleine (palier, balcon) :

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduit donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions ci-après.

a. Résistance au feu :

$e = 07\text{cm}$ pour une heure de coup de feu

$e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coup de feu

D'où : **$e = 11\text{cm}$**

b. Isolation phonique :

Pour assurer une isolation phonique minimale, l'épaisseur de plancher doit être supérieure ou égale à 13cm.

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

c. Résistance à la flexion :

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

- Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

1. Palier :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

l_x : le plus petit coté de la dalle.
 l_y : le plus grand coté de dalle.

e : épaisseur de la dalle.

- Si $\rho < 0,4$: la dalle porte sur un seul sens $\Rightarrow e \geq l_x/30$.
- Si $0,4 \leq \rho \leq 1$: la dalle porte sur deux sens $\Rightarrow e \geq l_x/40$.

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

- Pour les Étage courant :

- $L_x = 1,2 \text{ m}$
- $L_y = 3,4 \text{ m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,2}{3,4} = 0,35 < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens.}$$

\Rightarrow Dans notre cas les dalles reposant sur deux appuis ont une portée $L_x = 1,2\text{m}$

On aura donc : $\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$ [cm].

Soit : $3,42 \leq e \leq 4$ [cm]

Donc, on prend : **$e = 15 \text{ cm}$** (isolation phonique).

2. Balcon:

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastree dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par :



Figure (II.2) :schéma du balcon.

- $L_x=1.2$ m
- $L_y=3,40$ m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,20}{3,40} = 0,35 < 0,4 \text{ la dalle porte sur un seul sens.}$$

⇒ Dans notre cas les dalles reposant sur quatre appuis ont une portée $L_x=1.2$ m

On aura donc : $\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40}$ [cm].

Soit : $2,66 \leq e \leq 3$ [cm]

Donc, on prend : **e=15 cm** (isolation phonique).

II.3. Prédemensionnement des poutres :

❖ Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.5h \dots\dots\dots (2)$$

❖ b. Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

L : portée de la poutre

H : hauteur de la section

b : largeur de la section

1) Poutres principales :

a) La hauteur h: la hauteur h_t est donnée par :

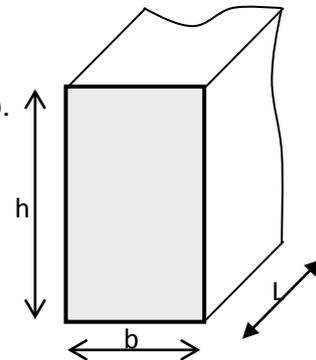


Figure (II.3) : Dimensions de poutre

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

Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis

h: hauteur totale de la poutre

$$L_{\max} = 600 - 40 = 560 \text{ cm}$$

$$\frac{560}{15} \leq h \leq \frac{560}{10}$$

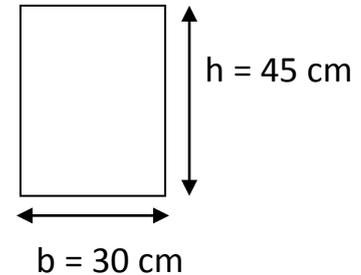
$$37.33 \leq h \leq 56$$

Nous prenons : $h = 45 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,5 h_t$$

$$13.5 \leq b \leq 22.5$$



Nous prenons : $b = 30 \text{ cm}$

❖ **c) Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)**

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

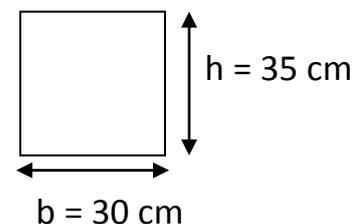
$$h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{45}{30} = 1.5 < 4 \quad \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

2) Poutres secondaires :

a) La hauteur h :

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



$L_{\max} = 340 - 40 = 300 \text{ cm}$ Avec : L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis ;

h : hauteur totale de la poutre ;

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

$$20 \leq h \leq 30$$

Nous prenons: $h = 35 \text{ cm}$

b) La largeur b :

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,4 h_t$$

$$10.5\text{cm} \leq b \leq 14 \text{ cm}$$

Nous prenons : $b = 35 \text{ cm}$

❖ c) **Vérification des exigences du RPA 99 Version 2003 (Art 7-4-1)**

$$b = 30\text{cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 35\text{cm} \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} = \frac{35}{30} = 1.16 < 4 \quad \Rightarrow \quad \text{Conditions vérifiées}$$

Conclusion :

Poutres principales : $h = 45 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} \Rightarrow (b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $h = 35 \text{ cm} ; b = 30 \text{ cm} \Rightarrow (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.4. Pré dimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaires.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS et en compression simple. En supposant que le béton reprend lui seul l'effort normal, en calculant la descente de charge sur un ou plusieurs poteaux, en tenant compte de la dégression de charge.

La section du poteau est donnée par la formule suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_b}$$

Avec :

σ_b : contrainte de compression du béton.

S : section du poteau.

N : effort normal revenant au poteau

Les dimensions des poteaux imposées par l'architecte $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

❖ **D'après BAEL 91 on vérifie la condition de flambement :**

➤ **CONDITION DE NON FLAMBEMENT :**

$$L_f / b \leq 14,4$$

$$L_f = 0,7l_0$$

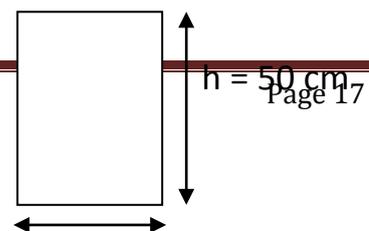
l_0 = (hauteur de l'étage - largeur de la poutre)

$$l_0 = 340 - 40 = 300 \text{ cm}$$

$$L_f = 0,7 \times 300 = 210 \text{ cm}$$

$$b \geq 210 \div 14,4 = 14,58 \text{ cm}$$

Donc : $b = 50 \text{ cm} > 14,58 \text{ cm} \dots$ Conditions vérifiées



$$b/4 \leq h \leq 4. \quad b \Rightarrow 12.5 \leq h \leq 200 \Rightarrow h = 50 \text{ cm}$$

❖ **Vérification selon RPA99 (modifié 2003) :**

▪ Zone II-a :

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b.h) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{min}(50.50) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée
- $\text{Min}(b.h) \geq h_e/20 \Rightarrow \text{min}(50.50) \geq 17 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée
- $1/4 \leq b/h \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq 1 \leq 4 \Rightarrow$ condition vérifiée
- $1/3 \leq b/h \leq 3 \Rightarrow 0,33 \leq 1 \leq 3 \Rightarrow$ condition vérifiée

Conclusion :

On adopte la section du poteau $(b.h) = (50.50) \text{ cm}^2$ au RDC et les deux étages et 3 étages courant $(40*40)$ et le reset étages $(30*30)$.

Poteau(40*40) : portique encastres sur la façade (RDC et 1^{er} étage).

II.5. Les voiles :

Sont considérés comme des voiles les éléments satisfaisants la condition $L \geq 4e$:

L : La longueur du voile.

a : L'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

D'après l'article 7.7.1 du (RPA99/Version2003) l'épaisseur d'un voile est au moins égale à 15cm,. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

➤ - **Pour RDC = 3.4m :**

$$e \geq h_e/25 \rightarrow e \geq 340/25 \Rightarrow e \geq 13.6 \text{ cm}$$

$$e \geq h_e/22 \rightarrow e \geq 340/22 \Rightarrow e \geq 15.45 \text{ cm}$$

$$e \geq h_e/20 \rightarrow e \geq 340/20 \Rightarrow e \geq 17 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min} , h_e/25 , h_e /22 , h_e /20) \Rightarrow e \geq \max (13.6 ; 15.45 ; 17)$$

$$e \geq 17 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte : } e = 20 \text{ cm}$$

D'après le RPA : $e = 20 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifier

➤ - **Pour les 9^{ème} étages $h_e = 3,06 \text{ m}$:**

$$e \geq h_e/25 \rightarrow e \geq 306/25 \Rightarrow e \geq 12,24 \text{ cm}$$

$$e \geq h_e/22 \rightarrow e \geq 306/22 \Rightarrow e \geq 13.90 \text{ cm}$$

$$e \geq h_e/20 \rightarrow e \geq 306/20 \Rightarrow e \geq 15.30 \text{ cm}$$

$$e \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) \Rightarrow e \geq \max (12,24 ; 13.90 ; 15.30)$$

$e \geq 15.30 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte : **$e=20 \text{ cm}$**

D'après le RPA : $e=20 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifier

D'après le « *RPA 99 version 2003* »: $a_{\min}=15 \text{ cm}$

$a = 20 \text{ cm} = a_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$ vérifier

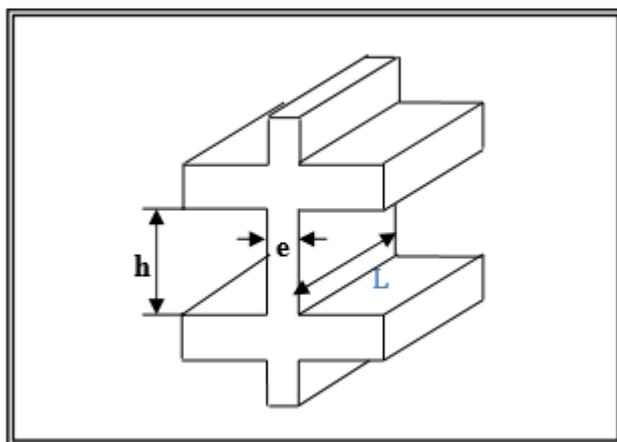


Figure (II.4) : coupée voile en élévation.

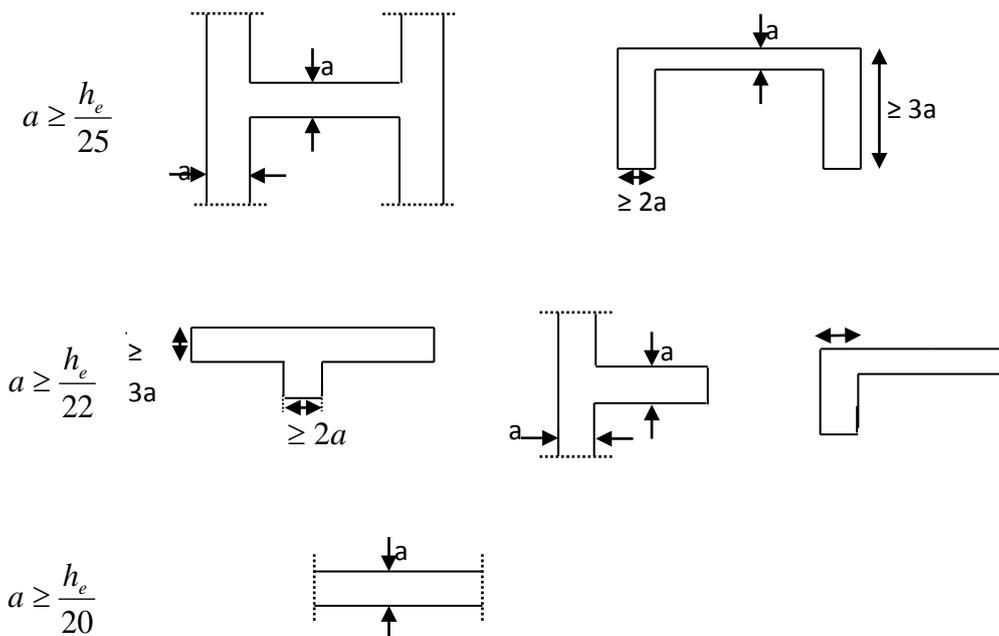


Figure (II.5) : coupes des voiles en plan pour différents cas.

II.6.Escaliers :

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs les divers niveaux d'une construction. La proportion agréable entre la hauteur des marches et la valeur du giron (foulée), est définie par l'expression empirique de Blondel :

Formule de BLANDEL : $59 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$

h : hauteur de la contre marche $16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$

g : largeur de la marche (giron) $25 \leq g \leq 32 \text{ cm}$

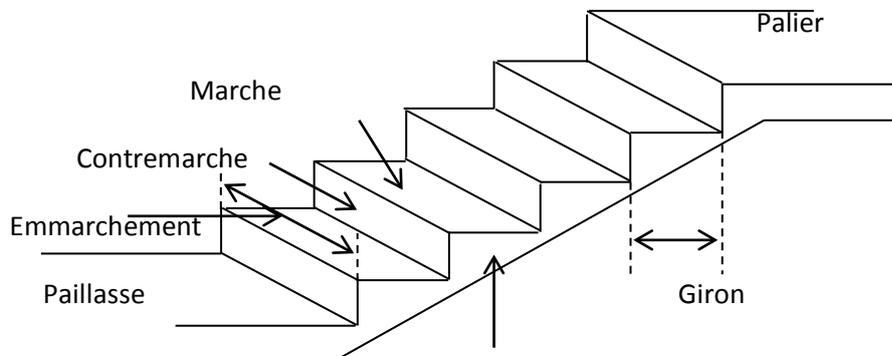


Figure (II.6) : schéma de l'escalier.

G : giron

h : hauteur de la contre marche

ép : épaisseur de la paillasse

H : hauteur de la volée

L : longueur de la volée projetée

II.2.6. Pré-dimensionnement de la paillasse et de palier :

Les escaliers dans ce projet sont constitués de quatre volées identiques séparés par un palier de repos.

1^{er} cas :

- Pour le Rez de chaussée :

- Hauteur d'étage : **H = 3.4m**
- Choix de la hauteur de la marche : **h= 17cm**
- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{340}{17} \Rightarrow n = 20 \text{ marches}$$

Il y a 6 marches sur chaque volée (V1) et (V3) et 4 sur volée (V2) .

- Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on à :

$$\Rightarrow \text{plan architecteur le giron } = 36$$
$$L = g(n-1) \quad g = 36 \text{ cm}$$

Inclinaison de la pailasse :

$$H_e = h_e = 119 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = H/L = 119/220 = 28,40^\circ$$

$$\text{donc } \alpha = 28,40^\circ$$

La longueur de volée est :

$$\sin \alpha = H / L \Rightarrow L_1 = 119 / \sin(28,40) \Rightarrow \mathbf{L = 250.52 \text{ cm}}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L_1}{30} \leq e \leq \frac{L_1}{20} ; \quad \Rightarrow 250.52 \text{ cm} / 30 < e < 250.52 \text{ cm} / 20$$

$$\Rightarrow 8.35 \text{ cm} \leq e \leq 12.52 \text{ cm},$$

en prend: **e = 15 cm**

-Pour les Etage courant :

- Hauteur d'étage : **H = 3.06 m**
- Choix de la hauteur de la marche : **h = 17 cm**
- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \Rightarrow \mathbf{n = 18 \text{ marches}}$$

Il y a 6 marches sur chaque volée (V1) et (V3) et 4 sur volée (V2) .

- Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on a :

$$L = g(n-1)$$

$$\Rightarrow g = 220 / 7 - 1 \Rightarrow$$

$$g = 36 \text{ cm}$$

Inclinaison de la pailasse :

$$H = h_e = 119 \text{ cm}$$

$$\text{tg } \alpha = H/L = 119/220 = 28,40^\circ$$

$$\text{donc } \alpha = 28,40^\circ$$

La longueur de volée est :

$$\sin \alpha = H / L \Rightarrow L_1 = 119 / \sin(28,40) \Rightarrow \mathbf{L = 250.52 \text{ cm}}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L1}{30} \leq e \leq \frac{L1}{20} ; \Rightarrow 250.52\text{cm} /30 < e < 250.52\text{cm} /20$$

$$\Rightarrow 8.35\text{cm} \leq e \leq 12.52\text{cm},$$

en prend: **e = 15cm**

2^{ème} cas: Escalier courant (accessible au public)

Les escaliers latérales :

- Pour le Rez de chaussée :

- Hauteur d'étage : **H = 3.40m**
- Choix de la hauteur de la marche : **h= 17cm**
- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \Rightarrow n = 20 \text{ marches}$$

g=30cm

Inclinaison de la pailasse :

$$H = h \cdot n = 17 \cdot 20 = 340\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = H/L = 170/300 = 29,50^\circ$$

donc $\alpha = 29,50^\circ$

La longueur de volée est :

$$\sin \alpha = H / L \Rightarrow L = H / \sin(29,50^\circ) \Rightarrow L = 345.52\text{cm}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L1}{30} \leq e \leq \frac{L1}{20} ; \Rightarrow 345.52\text{cm} /30 < e < 345.52\text{cm} /20$$

$\Rightarrow 11.5\text{cm} \leq e \leq 17.27\text{cm}$, en prend: **e = 15cm**

-Pour 1er Etage :

- Hauteur d'étage : **H = 3.06m**
- Choix de la hauteur de la marche : **h= 17cm**
- Détermination du nombre de marches :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} \Rightarrow n = 18 \text{ marches}$$

- Détermination de giron à partir de la formule de Blondel on à :

$$L = g(n-1)$$

$$\Rightarrow g=240/9-1 \Rightarrow$$

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

Inclinaison de la pailleasse :

$$H= h_e /2=306/2=153\text{cm}$$

$$\text{tg } \alpha = H/L = 153/300 = 27,02^\circ$$

donc $\alpha = 27,02^\circ$

La longueur de volée est :

$$\sin \alpha = H / L \Rightarrow L1=153/ \sin(27,02^\circ) \Rightarrow \mathbf{L=337\text{cm}}$$

Epaisseur de palier d'escalier :

$$\frac{L1}{30} \leq e \leq \frac{L1}{20} ; \Rightarrow 337\text{cm} /30 < e < 337\text{cm} /20$$

$$\Rightarrow 11.23\text{cm} \leq e \leq 16.58\text{cm}, \text{ en prend: } \mathbf{e = 15\text{cm}}$$

II.7. Acrotère :

- Largeur b=200cm
- Hauteur H=60cm
- Epaisseur e=10cm

- La surface de l'acrotère est :

$$S= (0.1 \times 0.05)/2(0.1 \times 0.05) + (0.1 \times 0.6) = 0.0675 \text{ m}^2$$

- Le poids propre de l'acrotère est :

$$P=(0.0675 \times 25)=1.68\text{Kg/ml}$$

$$G=1.68\text{kn/ml}$$

$$\mathbf{Q = 100 \text{ kg/m}^2}$$
 (surcharge horizontale dû ou mais courantes)

Enduit en ciment :

$$G=18 \times 0.02 \times (0.6+0.1+0.5+0.05+0.2) =0.53 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr}= 1.68 +0.53 = 2.21 \text{ KN/ml}$$

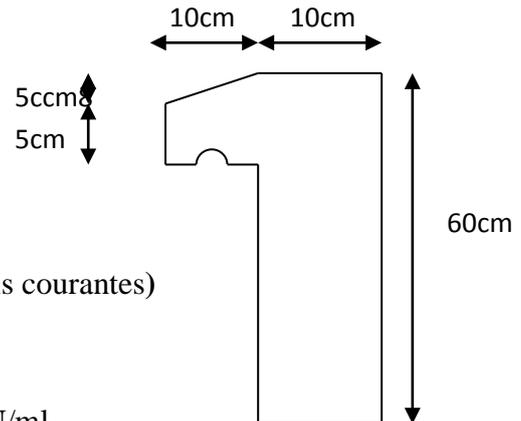


Figure (II.7) : schéma de l'acrotère.

G =	2.21	(KN/ml)
Q =	1	(KN/ml)

Tableau (II.1) : évaluation des charges de l'acrotère.

II.8.Evaluation des charges et des surcharges:

II.8.1.Evaluation des charges :

- Introduction :

Elles correspondent au poids propre des matériaux utilisés dans la réalisation du bâtiment, à savoir les éléments de structure, d'enveloppe et d'équipement.

Leur détermination est simple : elle résulte de la connaissance de l'avant métré des éléments de construction mis en œuvre et du poids volumique de chacun des matériaux employés.

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général de :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

- Charges permanentes G et charges d'exploitation Q: [D.T.R B.C.22] :

1. Plancher terrasse inaccessible (corps creux) :

D'après le « DTR (document technique règlementaire) BC22» Portant sur les «charges permanentes et charges d'exploitation », on évalue les charges.

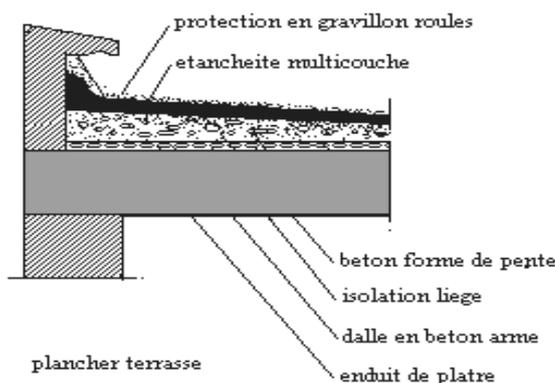


Figure (II.8) : caractéristique de plancher terrasse.

Charges permanentes et charges d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	5	20	1
2-Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3-Isolation thermique	4	4	0.16
4-Forme de pente	8	20	1.6

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre II

pré-dimensionnement et descente des charges

5-Dalle à corps creux	16+4	-	2.80
6-Enduit de plâtre	2	10	0.20
G =	5.88		(KN/m²)
Q =	1		(KN/m²)

Tableau (II.2) : évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible.

2. Plancher étage courant (corps creux) :

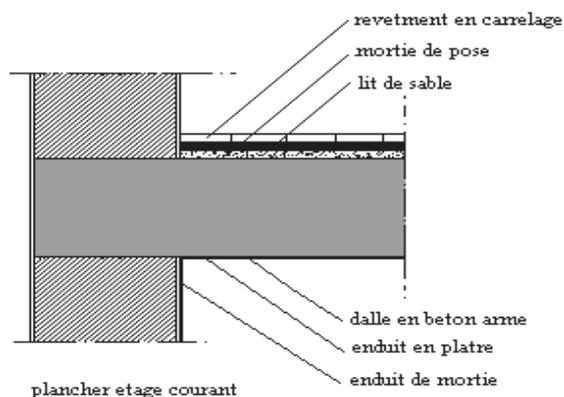


Figure (II.9) : caractéristique de plancher étage .

Charges permanentes et charges d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	3	20	0.60
3- Couche de sable	3	18	0.54
4- Dalle à corps creux	16+4	-	2.80
5- Enduit de plâtre	2	10	0.2
6-cloisons	10	10	1.00
G =	5.54		(KN/m²)
Q =	1.5		(KN/m²)

Tableau (II.3) : évaluation des charges du plancher étage courant.

3.Dalle pleine etages courants :

Materiaux	Epaisseur	Masse volumique	G

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre II

pré-dimensionnement et descente des charges

	(cm)	(KN/m ³)	(KN/m ²)
Cloisons	10	10	1
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	15	25	3.75
Enduit de plâtre	2	10	0,2

G =	6.49	(KN/m²)
Q =	3.5	(KN/m²)

Tableau (II.4) : évaluation des charges du dalle pleine étage courant.

4. Cloisons extérieures :

Notre choix s'est porté sur une maçonnerie en brique en double cloison

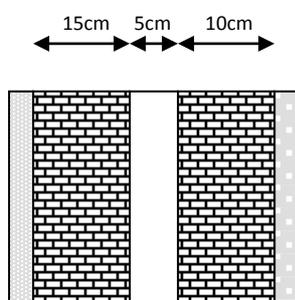


Figure (II.10) : schéma des murs extérieurs.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Enduit de ciment	2	18	0.36
2-Briques creuses	15	-	1.30
4-Briques creuses	10	-	0.90
5-Enduit de plâtre	2	10	0.20
G =	2.76		(KN/m²)

Tableau (II.5) : évaluation des charges des murs extérieurs.

5. Les balcons :

A. Balcon terrasse inaccessible :

Charges permanentes et charges d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Gravillon de protection	5	20	1
2-Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3-Isolation thermique	4	4	0.16
4-Forme de pente	8	20	1.6
5-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
6-Enduit de plâtre	2	10	0.2
G =	6.83		(KN/m²)
Q =	1		(KN/m²)

Tableau (II.6) : évaluation des charges du balcon terrasse inaccessible

B. Balcon d'étage courant :

Charges permanentes et charges d'exploitation :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	3	20	0.60
3-Sable fin	3	18	0.54
4-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
5-Enduit de ciment	2	18	0.36
G =	5.65		(KN/m²)
Q =	3.5		(KN/m²)

Tableau (II.7) : évaluation des charges du balcon d'étage courant.

A. Les escaliers :

-Pour les Etage courant :

Palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre II

pré-dimensionnement et descente des charges

3-Sable fin	2	18	0.36
4-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
5-Enduit de plâtre	2	10	0.2
G =	5.11	(KN/m²)	
Q =	2.5	(KN/m²)	

Tableau (II.8) : évaluation des charges du palier.

Volée (paillasse) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	18	0.36
4- Marche	8.5	25	2.125
5- paillasse	15/cos (28.40°)	25	4.26
6-Enduit de plâtre	2/cos (28.40°)	10	0.22
7-Grande-corps	-	-	0.6
G =	8.365	(KN/m²)	
Q =	2.5	(KN/m²)	

Tableau (II.9) : évaluation des charges de la volée (paillasse).

B. Les escaliers latérales :

Palier :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3-Sable fin	2	18	0.36
4-Dalle pleine en BA	15	25	3.75
5-Enduit de plâtre	2	10	0.2

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre II

pré-dimensionnement et descente des charges

G =	5.11	(KN/m²)
Q =	2.5	(KN/m²)

Tableau (II.10) : évaluation des charges du palier.

Volée (paillasse) :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN /m ³)	Poids (KN/m ²)
1-Carrelage	2	20	0.40
2-Mortier de pose	2	20	0.40
3- Couche de sable	2	18	0.36
4- Marche	8.5	25	2.125
5- paillasse	15/cos (27,02 °)	25	4.2
6-Enduit de plâtre	2/cos (27,02 °)	10	0.22
7-Grande-corps	-	-	0.6
G =	8.305		(KN/m²)
Q =	2.5		(KN/m²)

Tableau (II.11) : évaluation des charges de la volée (paillasse).

II.8.2.Surcharges d'exploitations Q [D.T.R B.C.22] :

- Plancher terrasse (non accessible)100 kg /m²
- Plancher Etage courant150 kg /m²
- Planche première étage.....150kg/m²
- Plancher RDC.....150kg/m²
- Escalier courant (accessible au public)....250 kg /m²
- Balcon accessible350 kg /m²

II.8.3. Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelée surface d'influence.

Dans les bâtiments a usage d'habitation et pour calculer l'ossature on suppose que toutes les surcharges ne s'applique pas simultanément sur tous les planchers, et on détermine comme suit la surcharge Q_i , appliqués sur les différent niveaux .

La dégression des charges (D.T.R.B.C article 63) : Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement : On adoptera pour le calcul :
Sous terrasse Q_0 .

Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$.

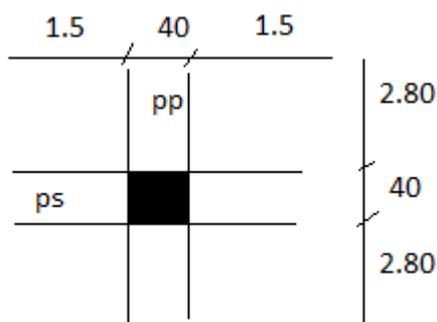
Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$.

Sous troisième étage $Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

Sous le quatrième étage $Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.

Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + (3+n)/2n + (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$.

II.8.4. Calcul de l'effort normal sous poteau :



choix poteau C3

surface plancher : $(1,5+1,5)*(2,8+2,8)=16,8m$

a. Poids propre des poutres :

Poutres principales : $G_{pp}=0,30*0,45*2,5*5,6= 18,9KN$

Poutres secondaire : $G_{ps} =0,30*0,35*2,5*3=7,87 KN$

b.Poids des planchers :

Plancher terrasse : $G = 5,88*16,8 =98,78 KN$

Plancher courant : $G =5,54*16,8=93,07 KN$

c. Poids propre des poteaux :

$G_3 =(0,30*0,30*25) (3,06)= 6,88 KN$

$G_2=(0,40*0,40*25) (3,06)= 12,24 KN$

$G_1 =(0,50*0,50*25) (3,06)= 19,12 KN$

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre II

pré-dimensionnement et descente des charges

$$G1 = (0.50 * 0.50 * 25) (4.08) = 25.5 \text{ KN}$$

<i>Niveaux</i>	<i>Les éléments dans chaque niveau</i>	<i>Sous G</i>		<i>Sous Q</i>	
		<i>N_G (KN)</i>	<i>N_G Cum (KN)</i>	<i>N_Q (KN)</i>	<i>N_Q Cum (KN)</i>
<i>N₁</i>	<i>Plancher Terrasse Inaccessible :</i> $16.8 * 5.88 = 98.78$	98.78	125.55	$16.8 * 1$	16.8
	<i>Poutre Longitudinale :</i> $0.30 * 0.35 * 2.5 * 3 = 7.87 \text{ KN}$	7.87			
	<i>Poutre Transversale :</i> $0.30 * 0.45 * 2.5 * 5.6 = 18.9 \text{ KN}$	18.9			
<i>N₂</i>	<i>Poteau 3: = (0.30 * 0.30 * 25) (3.06) = 6.88 KN</i>	6.88	132.43		
<i>N₃</i>	<i>Plancher Etage Courant :</i> $16.8 * 5.54 = 93.07$	93.07	252.27	$16.8 * 1.5$ $= 25.2$	42
	<i>Poutre Longitudinale :</i>	7.87			
	<i>Poutre Transversale :</i>	18.9			
<i>N₄</i>	<i>Poteau 3</i>	6.88	259.15		
<i>N₅</i>	<i>P.E.C + Pout Long + Pout Trans</i>	119.84	378.99	0.95	56.7
<i>N₆</i>	<i>Poteau 3</i>	6.88	385.87		
<i>N₇</i>	<i>P.E.C + Pout Long + Pout Trans</i>	119.84	505.71	0.90	105.63
<i>N₈</i>	<i>Poteau 3</i>	6.88	512.59		
<i>N₉</i>	<i>P.E.C + Pout Long + Pout Trans</i>	119.84	632.43	0.85	190.48

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre II

pré-dimensionnement et descente des charges

N_{10}	<i>Poteau 2</i>	12.24	644.67		
N_{11}	<i>P.E.C + Pout Long + Pout Trans</i>	119.84	764.51	0.80	332.64
N_{12}	<i>Poteau 2</i>	12.24	776.75		
N_{13}	<i>P.E.C + Pout Long + Pout Trans</i>	119.84	896.59	0.75	562.38
N_{14}	<i>Poteau 2</i>	12.24	908.83		
N_{15}	<i>P.E.C + Pout Long + Pout Trans</i>	119.84	1028.67	0.71	932.57
N_{16}	<i>Poteau 1</i>	19.12	1047.79		
N_{17}	<i>P.E.C + Pout Long + Pout Trans</i>	119.84	1167.63	0.68	1528.03
N_{18}	<i>Poteau 1</i>	19.12	1186.75		
N_{19}	<i>P.E.C + Pout Long + Pout Trans</i>	119.84	1306.59	0.66	2492.08
N_{20}	<i>Poteau 1</i>	25.5	1332.09		

$N_{uELU} (KN) = 1.35 \cdot N_G + 1.5 \cdot N_Q$	5536.44KN
$N_{uELS} (KN) = N_G + N_Q$	3824.17KN

$$N_G = 1332.09 \text{ KN}$$

et

$$N_Q = 2492.08 \text{ KN}$$

• **Vérification de la section de poteau :**

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

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{C.B.A.93.B.4.8.1 page 156}).$$

Avec :

A : Section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul (en mm²).

Br. : Section réduite du poteau obtenu en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie (en cm²).

f_e : Limite d'élasticité de l'acier (en MPa).

N_u : Effort normal (en N).

γ_s = 1.15 ; γ_b = 1.5.

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ qui prend les valeurs :

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

$$-\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.792 \cdot 10^2}{14.43} = 12.41 < 50$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \cdot 50^3}{12} = 520833.33 \text{ m}^4$$

$$Br = 50 \cdot 50 = 2500 \text{ cm}^2 = 2.5 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

$$l_f = 0.7(3.06 - 0.50) = 1.792 \text{ m} = 179.2 \text{ cm}$$

- On à Nu connu, et on recherche de B (section de poteau). Le choix de B est totalement libre.
- Un certain choix est libre, on peut prendre A / Br = 1%, (choix économique).
- Les poteaux sont des dimensions carrés de coté « a », donc il est préférable de prendre:
- λ = 5.004
- $-\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow -\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.41}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.82$
- Br = (b-2)(h-2) = (50-2)(50-2) = 2304 cm²

$$A_{min} \geq \max \{ 0.2 \cdot b \cdot h = 100 ; 8(b+h) = 100 \}$$

$$A_{max} = 8(50+50)/100 = 8 \text{ cm}^2$$

Donc on à :

$$N_U \leq \alpha \left(\frac{B_R \cdot F_{C28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A \cdot F_e}{\gamma_s} \right)$$

$$N_U \leq 0.82 \left(\frac{2304 \cdot 10^{-1} \cdot 25}{1.35} + 8 \cdot 10^{-1} \frac{4000}{1.15} \right)$$

5536.44KN < **5780.39 KN** → vérifiée

Conclusion :

On prend :

Pour chaque 3 étage on prend les poteaux une section de (50x50) cm² et (40*40) ; (30*30).

Chapitre III :

Ferraillage des éléments secondaire

Chapitre III: Eléments secondaires

Introduction :

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- L'acrotère ;
- Les escaliers ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;
- Les dalles pleines des balcons.
- Salle machine.

III.1. L'acrotère :

$$F_p = 4AC_pW_p \text{ (RPA 99 version 2003).}$$

- A : coefficient d'accélération de zone (Tableau 4.1 du RPA99/V2003) (groupe 2/zone IIa) $\rightarrow A=1.5$.

$$C_p : \text{facteur de force horizontale (Tableau 6.1 du RPA99/V2003)} \rightarrow C_p = 0,8.$$

$$W_p : \text{poids de l'élément.} \rightarrow W_p = 2,21 \text{KN}$$

$$F_q : \text{la poussée horizontale de la main courante : } F_q = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,21$$

$$\Rightarrow F_p = 1,06 \text{KN} \leq Q$$

Le calcul est effectué sur une bande de 1m de largeur ; la console sera calculée en flexion composée.

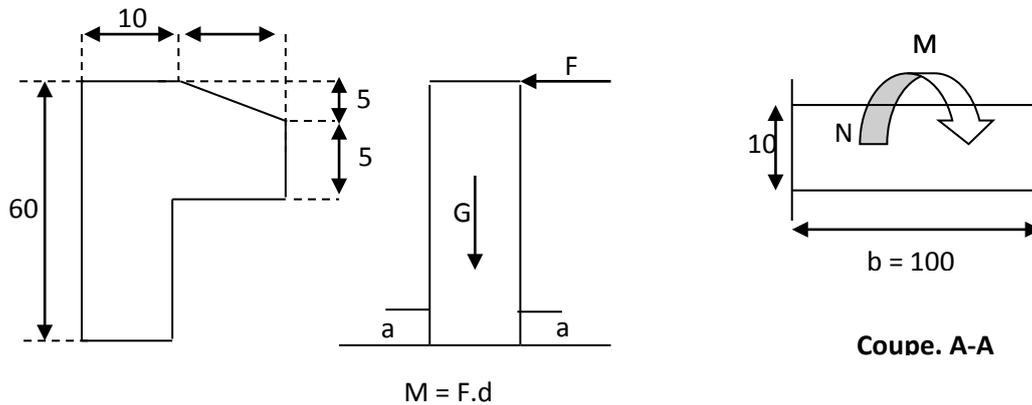


Figure (III.1) : schéma statique de l'acrotère.

III.1.1. Calcul des efforts :

Effort normal dû au poids propre :

Charge permanente :

Poids propre :

$$G = \rho \cdot S = P_p = 25 S_{acr} \text{ (l'acrotère est fait en B.A)}$$

$$S_{acr} = 0.0675 \text{ m}^2$$

$$P_p = 0.0675 \times 25 = 1.68 \text{ KN/ml}$$

Enduit en ciment :

$$G = 18 \times 0.02 \times (0.6 + 0.1 + 0.5 + 0.05 + 0.2) = 0.53 \text{ KN/ml}$$

$$G_{acr} = 1.68 + 0.53 = 2.21 \text{ KN/ml}$$

$$G = 2.21 \text{ KN / m}^2$$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante : **Q = 1KN/m**

Effort normal : **N = 2.21 KN / m**

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal :

$$M = Q \times H = 1 \times 0,6 = \mathbf{0,6KN.m}$$

III.1.2.Combinaisons de charges :

E L U :

La combinaison est : 1,35 G + 1,50 Q

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2.21 = 2,98KN$

$N_u=2,98KN$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,5F_p \times h = 1,5 \times 1,06 \times 0,6 = 0,95KN.m$

$M_u=0,95KN.m$

E L S :

La combinaison est : G +Q

Effort normal de compression : $N_s = G = 2.21KN$

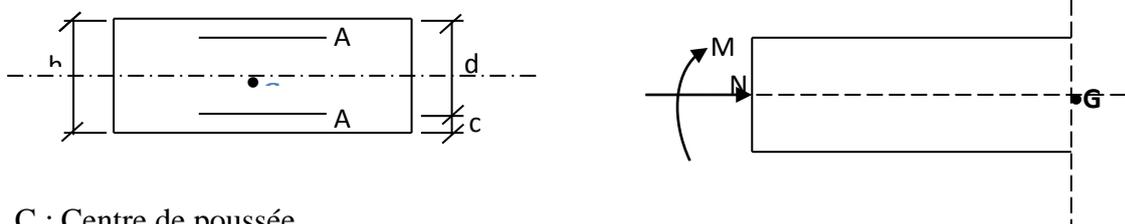
$N_s=2,21KN$

Moment de renversement : $M_s = F_p \times h = 1.06 \times 0,6 = 0,64KN.m$

$M_s=0,64KN.m$

III.1.3.Ferrailage :

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



C : Centre de poussée

e : Excentricité

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

-Calcul de l'excentricité :

ELU :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,95}{2,98} = 0,30 \text{ m}$$

$e_u = 30 \text{ cm}$

ELS:

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.64}{2.21} = 0.28 \text{ m}$$

$e_s = 28 \text{ cm}$

$e_0 = h / 6 = 0.1 / 6 = 0.016 \text{ m}$

$\Rightarrow (e_u, e_s) > e_0 \Rightarrow$ le centre de pression se trouve de la zone l'extrémité de la section, et l'effort normale étant un effort de compression.

-Donc la section est partiellement comprimée. Tout le problème de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif

- Calcul en flexion simple :

-Moment fictif :

$MA = MU + NU * (d - \frac{h}{2})$

$d = 10 - 2.5 = 7.5 \text{ cm}$

$MA = 0.95 + 2.98 * (0.075 - \frac{0.1}{2}) = 1.02 \text{ KN.m}$

$$\mu_b = \frac{MA}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.02 \times 1000}{100 \times (7.5)^2 \times 14.2}$$

$\mu_b = 0.012 < \mu_R = 0,392$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$

$B = (1 - 0,4\alpha) = (1 - (0,4 \times 0,016)) = 0,993$

$Z = B * d = 0.993 * 7 = 6.95 \text{ cm}$

- Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{1.02 \times 10^3}{6.95 \times 348}$$

$A_f = 0,42 \text{ cm}^2$

- Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.42 - \frac{29.8}{348}$$

$$A = 0,33 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

-Condition de non fragilité :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.64}{2.21} = 0.28 \text{ cm}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_s > 0,23 \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_s > = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,90 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ adopt}} = \max(A_{\text{calculé}} ; A_{\min}) = \max(0,33 ; 0,90)$$

Par conséquent nous prenons : **A = A_{min} = 0.90 cm²**

Donc on adopte : **5HA8** ⇒ A_{s adopt} = 2,51 cm²/ml

-L'espacement :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

-Calcul des armatures de réparations :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on adopte} \Rightarrow \mathbf{4HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-L'espacement :

$$S_t = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au séisme :**

Selon le RPA :

$$F_p < 1,5Q \Rightarrow 1,06 \text{ KN} < 1,5 \times 1 \text{ KN} \Rightarrow 1,06 \text{ KN} < 1,5 \text{ KN} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

-Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

- E L S :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 2.21 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,64 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,64}{2.21} = 0,28 \text{ m} \quad e_s = 28 \text{ cm}$$

$$e_s = 28 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 0.016\text{m} \quad 16\text{cm}$$

⇒ La section est partiellement comprimée.

-Position de l'axe neutre :

$$c = d - e1$$

e1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e1 = M_{ser}/N_{ser} + (d - h/2)$$

$$e1 = (0.64/2.21) + (0.075 - 0.1/2) \quad e1 = 0.30$$

$$\text{"c" à l'extérieur de section } c = 0.075 - 0.29 \quad c = -0.22 \text{ m} < 0$$

$$y_{ser} = y_c + c; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad \dots\dots\dots (*)$$

$$q = -2C^3 + 90 \times A \times \frac{(d+c)^2}{b}$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d+c) / b$$

$$q = -2(-22)^3 - 90 \times 2.51 \times \frac{(7.5+22)^2}{100} = 19330.11 \text{ cm}^2$$

$$p = -3(-22)^2 + 90 \times 2.51 \times \frac{(7.5+22)}{100} = -1385.36 \text{ cm}^2$$

On résout l'équation de troisième degré :

$$z^3 + pz + q = 0$$

$$z^3 - 1385.36z + 19330.11 = 0$$

$$\text{On calcul } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27} = -20245195 < 0$$

$$\cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0.96$$

$$\varphi = 163.73^\circ$$

$$\alpha = 2 \sqrt{\frac{-p}{3}} = 42.97$$

$$Y_1 = \alpha \cos \frac{\varphi}{3} = 24.90 \text{ cm}$$

$$Y_2 = \alpha \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = -42.77 \text{ cm}$$

$$Y_3 = \alpha \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 17.87 \text{ cm}$$

$y_{ser} = z + c$: représente la distance du centre de pression à l'axe neutre à la fibre supérieure

De la section.

$$y_{ser} = Y_1 + c = 24.90 - 22 = 2.9 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = Y_2 + c = -64.77 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = Y_3 + c = -4.13$$

Puisque $\Delta < 0$ on choisit parmi z_1, z_2 et z_3 la valeur qui donne $0 \leq Y_{ser} \leq d$, $d = 7.5 \text{ cm}$

Donc : $y_{ser} = 2,9 \text{ cm}$

On calcule l'inertie de la section homogène réduite:

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - Y_{ser})^2 + A_s' (Y_{ser} - d')^2]$$

$$A_s' = 0$$

$$I = 1609.63 \text{ cm}^4$$

- **En béton:**

$$\sigma_b = \frac{Y_{ser} * M_s}{I} = \frac{64 * 10^3 * 2.9}{1609.63} = 1.15 \text{ MPA}$$

- **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{(15 * M_s * (d - Y_{ser}))}{I} = 27.43 \text{ MPA}$$

-Calcul des contraintes ELS :

$$\sigma_b = 1.15 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_s = 27.43 \text{ MPa} < 202 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{OK}$$

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

$$V_u = 1,5 \cdot F_p = 1,5 \times 1.06 = 1,59 \text{ KN}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4\text{MPa}\right) = \min(2,5\text{MPa} ; 4\text{MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1590}{1000 \times 75} * 10^{-2} = 0,021 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,021 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$

$\tau_u < \bar{\tau}$ Condition vérifiée,

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.1.4. Schéma de ferrailage :

L'action sismique est renversible, donc on dispose le même ferrailage pour les deux faces (extérieure et inférieure).

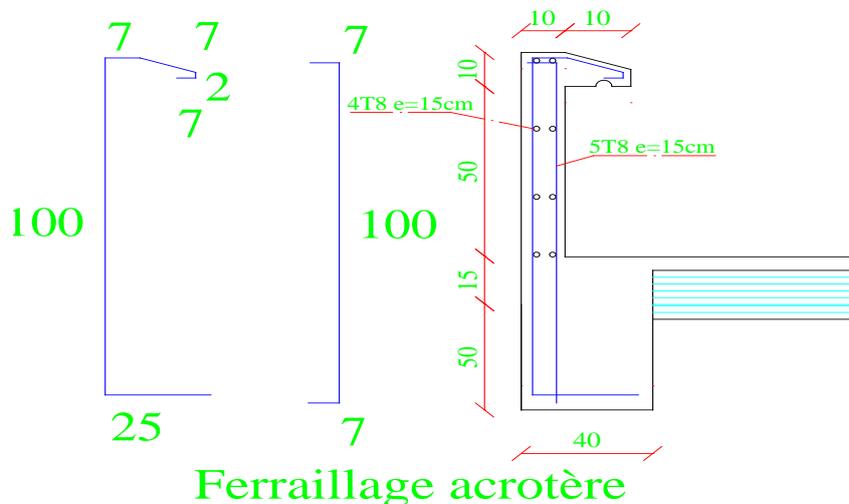


Figure (III.2) : ferrailage de l'acrotère.

III.2. Escaliers :

III.2.1. Détermination des sollicitations :

➤ **Escalier A : POUR RDC ET LES ETAGES COURANTS.**

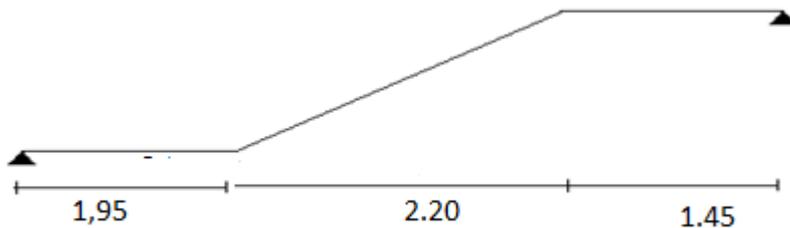
-Escalier orthogonale (3volée) le cas le plus défavorable

Nombre de marche : 6

Nombre de contre marche : 7

D'après le chapitre précédent (pré dimensionnement et descente de charge) on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} G_v = 5.11\text{kN/m}^2 \\ G_p = 8.365\text{kN/m}^2 \\ Q = 2.50\text{kN/m}^2 \end{array} \right.$$



III.2.2. Calcul des sollicitations :

➤ **Combinaisons :**

a- palier :

$$G = 5.11\text{kN/m}^2$$

$$Q = 2.50\text{kN/m}^2$$

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 10.64\text{kN/m}^2$$

$$T_u = q_G \frac{L}{2} = 5.11 \frac{5.6}{2} = 14.30 \text{KN/m}^2$$

ELS :

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

$$T_s = q_Q \frac{L}{2} = 2.5 \frac{5.6}{2} = 7 \text{KN/m}^2$$

b- paillasse :

$$G = 8.365 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{KN/m}^2$$

ELU :

$$Q_u = 1,35 G + 1.5 Q = 15.04 \text{KN/m}^2$$

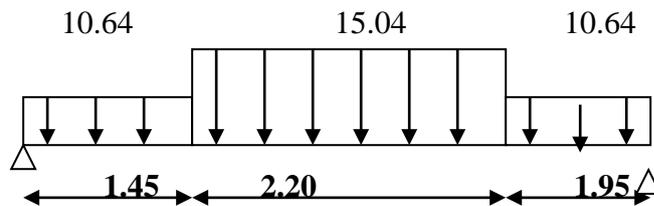
ELS :

$$Q_s = G + Q = 10.86 \text{KN/m}^2$$

➤ **Les moments :**

Sous G :

E.L.U :



$$Q_{u \text{ moy}} = \frac{(10.64 \times 1.45) + (15.04 \times 2.20) + (10.64 \times 1.95)}{1.45 + 2.20 + 1.95} = 12.36 \text{KN/m}^2$$

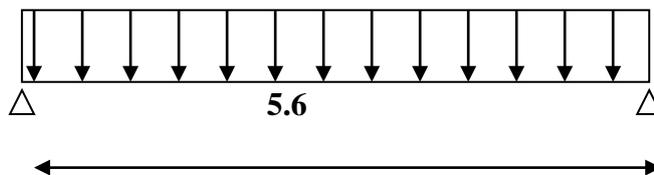


Figure (III.3) : chargement de l'escalier

- Calcul des réactions :

$$R_A = R_B = \frac{12,36 \times 5,6}{2} = 34,60 \text{ KN.}$$

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 12,36 \frac{5,6^2}{8} = 48,45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 0,85 * 48,45 = 41,18 \text{ KN .m}$$

$$M_a = -0,2 \cdot M_o = -0,2 * 48,45 = -9,69 \text{ KN .m}$$

-Effort tranchant :

$$T = q \frac{L}{2} = 12,36 \frac{5,6}{2} = 34,60 \text{ KN/m}$$

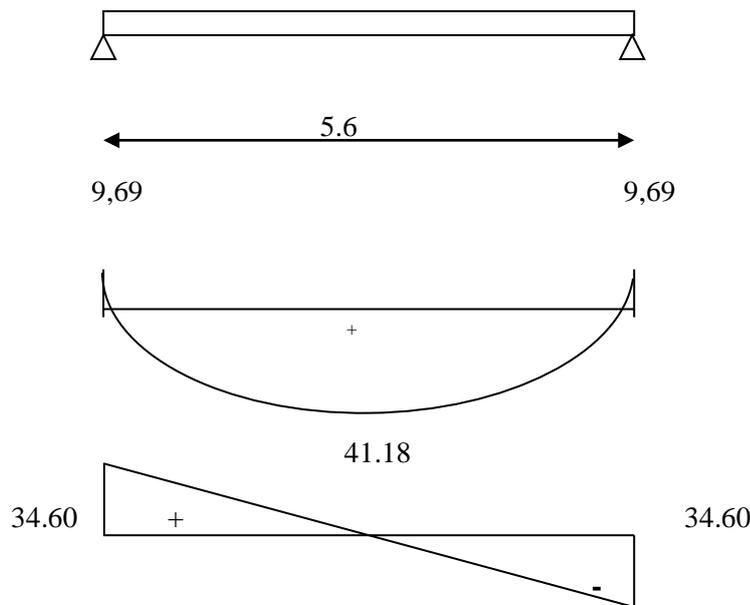
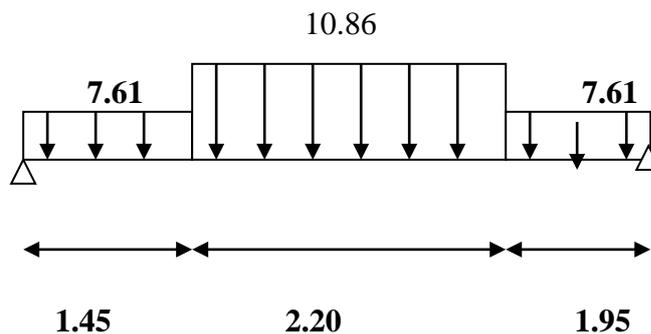


Figure (III.4) : sollicitations escalier

Sous Q :

ELS :

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



$$Q_{u \text{ moy}} = \frac{(7,61 \times 1,45) + (10,86 \times 2,20) + (7,61 \times 1,95)}{1,45 + 2,20 + 1,95} = 8,88 \text{ KN/m}^2$$

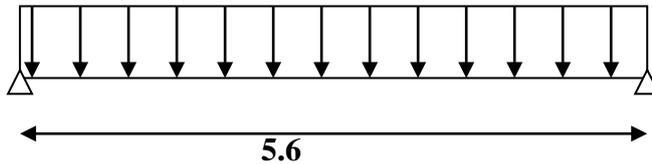


Figure (III.5) : chargement de l'escalier

- Calcul des réactions :

$$R_A = R_B = \frac{8,88 \times 5,6}{2} = 24,86 \text{ KN.}$$

$$M_o = q \frac{l^2}{8} = 8,88 \frac{5,6^2}{8} = 34,80 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 0,85 * 34,80 = 29,58 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,2 \cdot M_o = -0,2 * 34,80 = -6,96 \text{ KN.m}$$

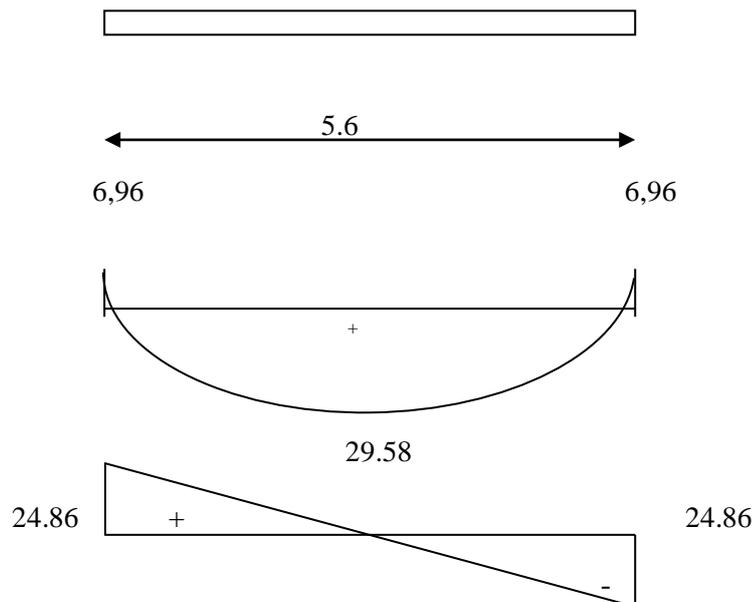


Figure (III.6) : sollicitations escalier-

-Effort tranchant :

$$T = q \frac{L}{2} = 8.88 \frac{5.6}{2} = 24.86 \text{ KN/m}$$

III.2.3.Ferrailage :

Pour une bande de 1 ml

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 14.5 \text{ cm} ; c = c' = 2.5 \text{ cm} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa.} ; \sigma_b = 14,2 \text{ MPa.}$$

E.L.U :

- **Sur travée :**

$$M_t = 41.18 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{41.18 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 14.5^2} = 0,137 < \mu_l = 0,187$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.187$$

$$\beta = d(1 - 0.4\alpha) = 14.39$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta} = \frac{41.18 \times 10^3}{348 \times 14.39} = 8.22 \text{ cm}^2$$

On adopte : **6HA14 = 9.23cm².**

-Espacement :

$$St = 100 / 6 = 16,66 = 17 \text{ cm}^2.$$

-Les armatures de répartitions:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9.23}{4} = 2.30 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **5HA8 = 2.51 cm².**

-Espacement :

$$St = 100 / 5 = 20 \text{ cm.}$$

-condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e} \Rightarrow 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

A travée = 9.23 cm² > A min = 1,56 cm²condition vérifiée.

A_r travée = 2.51 cm² > A min = 1,56 cm²condition vérifiée.

- **Sur appuis :**

$$M_a = 9.69 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9.69 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 14,5^2} = 0,032 < \mu_1 = 0,187$$

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

$$\beta = d(1 - 0.4\alpha) = 14.35$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta} = \frac{9.69 \times 10^3}{348 \times 14.35} = 1.94 \text{ cm}^2$$

On adopte **5HA10 = 3.93 cm²**.

-Espacement :

$$St = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

-Les armatures de répartitions:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2.$$

On adopte **5HA8 = 2.51 cm²**.

-Espacement :

$$St = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

-condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{F_{tj}}{F_e} \Rightarrow 0,23 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{2,1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

A appui = 3,93 cm² > A min = 1.56 cm²condition vérifiée.

Ar appui= 2.51 cm² > A min = 1,56 cm²condition vérifiée.

➤ **vérification de ELS :**

- **En appuis :**

-Moment statique :

$$\frac{Bx^2}{2} - 15A_s(d - x) = \frac{100x^2}{2} - 15 \times 3.93 \times (14.5 - x) = \sqrt{\Delta} = 417.64$$

$$x = 3.58 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I_a = \frac{bx^3}{3} + \frac{b}{3}(h-x)^3 + 15As(d-x)^2$$

$$I_a = \frac{100 \times 3.58^3}{3} + \frac{100}{3}(15 - 3.58)^3 + 15 \times 3.93(14.5 - 3.58)^2$$

$$I_a = 58199.19 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15As(d-x)^2 = \frac{100 \times 3.58^3}{3} + 15 \times 3.93(14.5 - 3.58)^2$$

$$I = 8558.99 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification du contrant :**

- **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{asx}}{I} = \frac{6.96 \times 10^3 \times 3.58}{8558.99} = 3.70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.9 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 6960 \times (14.5 - 3.58)}{8558.99} = 155.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 133.19 \text{ MPa} < \sigma_s' = 202 \text{ MPa}$$

Les conditions vérifiées .

- **En travée :**

-Moment statique :

$$\frac{Bx^2}{2} - 15A_s(d-x) = \frac{100x^2}{2} - 15 \times 9.23 \times (14.5 - x) = \sqrt{\Delta} = 648.59$$

$$x = 5.10 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I_a = \frac{bx^3}{3} + \frac{b}{3}(h-x)^3 + 15As(d-x)^2$$

$$I_a = \frac{100 \times 5.10^3}{3} + \frac{100}{3}(15 - 5.10)^3 + 15 \times 9.23(14.5 - 5.10)^2$$

$$I_a = 48995.20 \text{ cm}^4$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15As(d-x)^2 = \frac{100 \times 5.10^3}{3} + 15 \times 9.23(14.5 - 5.10)^2$$

$$I = 16655.14 \text{ cm}^4$$

La flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{L(m)}{500} si L < 5 m$$

$$\bar{f} = \frac{0.5 \times L(m)}{1000} si L > 5 m$$

Avec :

$$\begin{cases} \delta_i = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{\delta_i}} & \text{flèche due aux de charges instantanées} \\ \delta_v = \frac{M_{ser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{\delta_v}} & \text{flèche due aux de charges différées} \end{cases}$$

moment d'inertie de la section totale homogène :

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

●Moment d'inertie fictif :

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu} \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} & \text{pour la déformation instanée} \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} & \text{pour déformation différée} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{A_s}{(b_0 \times d)}$$

$$\begin{cases} \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} & \text{avec: } \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \times Z} \text{ et } Z = d - \left(\frac{y}{3}\right) \\ L = 5.6 m \end{cases}$$

$$\rho = \frac{9.23}{(100 \times 14.5)} = 6.36 \times 10^{-3} \quad ; \quad Z = 14.5 - \left(\frac{5.10}{3}\right) = 12.8 \text{ cm} ;$$

$$\sigma_s = \frac{29.58 \times 10^3}{9.23 \times 12.8} = 250.38$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 6.36 \times 10^{-3} \times 250.38 + 2.1} = 0.56$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{6.36 \times 10^{-3} \left(2 + \frac{300}{100}\right)} = 3.5 \\ \lambda_v = \frac{0.02 \times 2.1}{5.31 \times 10^{-3} \left(2 + \frac{300}{100}\right)} = 1.4 \end{cases}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 17^3}{12} + 15 \times 9.23 \times \left(\frac{17}{2} - 14.5\right)^2 = 45925.86 \text{ cm}^4$$

$$\begin{cases} I_{\delta_i} = \frac{1.1 \times 45925.86}{1 + 3.5 \times 0.56} = 17067.04 \text{ cm}^4 \\ I_{\delta_v} = \frac{1.1 \times 45925.86}{1 + 1.4 \times 0.56} = 28317.5 \text{ cm}^4 \end{cases}$$

*/Module de Déformation :

$$E_i = 1100 \times (f_c 28)^{1/3} = 3216.41 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3670 \times (f_c 28)^{1/3} = 10731.145 \text{ MPa}$$

$$\delta_i = \frac{29.58 \times 10^3 \times 5.6^2}{10 \times 3216.41 \times 17067.04} = 0.00030 \text{ cm} \quad ;$$

$$\delta_v = \frac{29.58 \times 10^3 \times 5.6^2}{10 \times 10731.145 \times 28317.5} = 0.000054 \text{ cm}$$

$$\Delta \delta_t = 0.000054 - 0.00030 = -0.000246 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{5.6}{500} = 0.0112 \text{ cm}$$

-0.000246 cm < 0.0112Vérifier

III.2.4. Schéma de ferrailage :

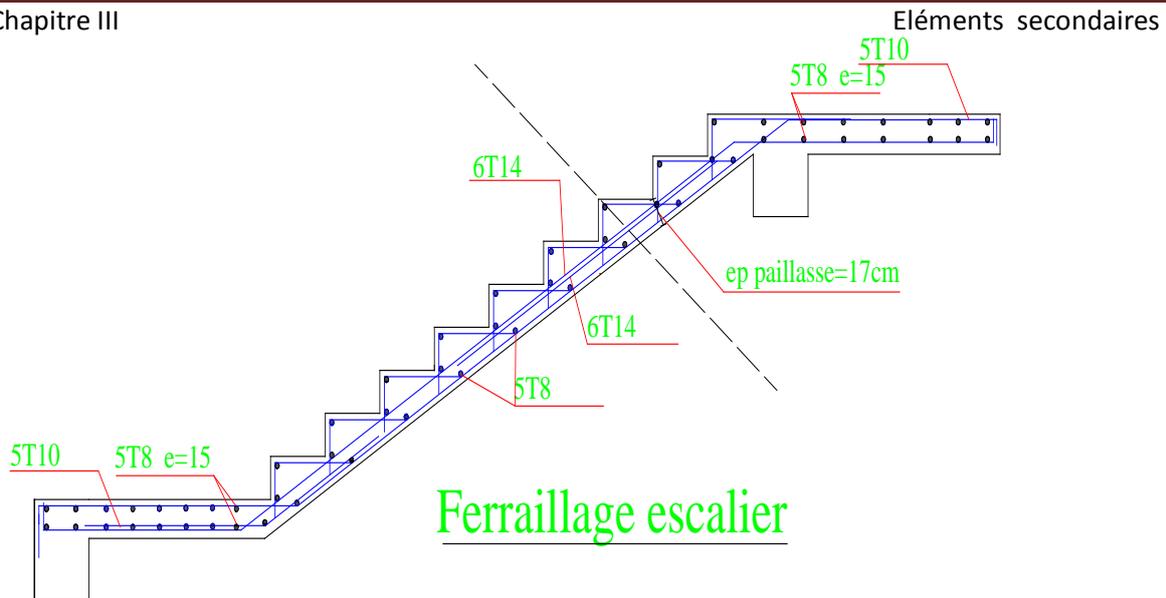


Figure (IV.7) : ferrailage volée .

➤ Escalier B : POUR RDC ET LE 1^{er} ETAGE

III.2.3. Calcul des sollicitations :



-Le même ferrailage de les escaliers des les étages courants (le même longueur, la même section d'armateur).

III.3.Étude de poutre palière :

III.3.1.Prédimensionnement :

D'après leB.A.E.L :

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

L : portée entre nus de la poutre palière → L= 3 m

$$\frac{300}{15} \leq h \leq \frac{300}{10}$$

D'où: 20 cm ≤ h ≤ 30 cm

On prend: **h= 35 cm**

0,3h ≤ b ≤ 0,7h ⇒ 10,5 cm ≤ b ≤ 24,5 cm

On prend : **b= 30 cm**

Exigences du RPA99 v.2003 :

$$\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \rightarrow 35\text{ cm} > 30\text{ cm} \\ b \geq 20\text{cm} \rightarrow 30\text{ cm} > 20\text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \end{cases} \Rightarrow \mathbf{O. K}$$

Donc on choisit une section de la poutre palière **(30x35) cm**

III.3.2. Evaluation des charges :

G mure double parois :

$$G = 3.06 - 0.35 \times 2.76 = \mathbf{7.47\text{KN}}$$

Le poids propre de la poutre :

$$G = 0.3 \times 0.35 \times 2.5 = \mathbf{2.62\text{KN/ml}}$$

$$\mathbf{G_T = 2.62 + 7.47 = 10.09\text{KN/ml}}$$

Charges d'exploitation : Q = 2.5 × 0,3 = 0,75 KN/ml

Effort tranchant d'escalier :

$$T_u = \mathbf{34.60\text{KN/m}}$$

$$T_s = \mathbf{24.86\text{KN/m}}$$

$$\text{ELU : } q_u = T_u + 1,35G = \mathbf{48,22\text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = T_s + G = \mathbf{34.95\text{KN/ml}}$$

ELU :

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 48.22 \frac{3^2}{8} = \mathbf{54,24\text{KN.m}}$$

$$M_t = 0.8M_0 = 0.8 * 54,24 = 43,39 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4M_0 = -21,69 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q \frac{l}{2} = 48,22 \frac{3}{2} = 72,33 \text{ KN/ml}$$

ELS :

$$q_s = 34,95 \text{ KN/ml}$$

$$M_0 = q_s \text{ tot } \frac{l^2}{8} = 34,95 \frac{3^2}{8} = 39,31 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8 M_0 = 0.8 * 39,31 = 31,44 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.4 M_0 = -15,72 \text{ KN.m}$$

$$T_s = q \frac{l}{2} = 34,95 \frac{3}{2} = 52,42 \text{ KN/ml}$$

III.3.3.Ferrailage :

- **En travée :**

$$M_u = M_t = 43,39 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{43,39 \times 10^3}{30 \times 14.2 \times 32,5^2} = 0,096 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.13$$

$$\beta = d(1 - 0.4\alpha) = 30,81$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta} = \frac{43,39 \times 10^3}{348 \times 30,81} = 4,04 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2$

-Condition non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0.23b*d*ftj}{f_e} = 1.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > 1.17 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

- **Vérification a l'ELS :**

$$M_s = M_t = 31,44 \text{ KN.m}$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

-Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{Bx^2}{2} - 15A_s(d - x) = \frac{30x^2}{2} - 15 \times 4,62 \times (32,5 - x) = \sqrt{\Delta} = 374,08$$

$x = 10,15 \text{ cm}$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 = 45073,68 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

-En béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ts}x}{I} = \frac{31,44 \times 10^3 \times 10,15}{45073,68} = 7,07 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 7,07 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

• **En appuis :**

$M_u = M_a = 21,69 \text{ KN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{21,69 \times 10^3}{30 \times 14,2 \times 32,5^2} = 0,048 < \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,062$$

$$\beta = d(1 - 0,4\alpha) = 31,69$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta} = \frac{21,69 \times 10^3}{348 \times 31,69} = 1,96 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

-Condition non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > 1,17 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ **Vérification a l'ELS :**

$M_s = M_a = 15,72 \text{ KN.m}$

$A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

-Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{Bx^2}{2} - 15A_s(d - x) = \frac{30x^2}{2} - 15 \times 3,39 \times (32,5 - x) = \sqrt{\Delta} = 318,97$$

$$x = 8,93 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 = 35370,65 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

-En béton :

$$\sigma_b = \frac{M_{ts}x}{I} = \frac{15,72 \times 10^3 \times 8,93}{35370,65} = 3,96 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,96 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

-Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2$$

-En travée :

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

-En appuis :

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

-Section minimale (RPA) :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

-Section maximale (RPA) :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \times h \Rightarrow \text{Zone courante (Travée)}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \times h \Rightarrow \text{Zone recouvrement (appuis)}$$

-En travée :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \times h = 4\% \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

-En appuis:

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \times h = 6\% \times 30 \times 45 = 63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,39 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

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

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ fissuration peu nuisible

$$V_u = 72,33 \text{ KN}$$

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

$$\overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,074 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,074 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

-Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_l\right) = \min(10; 30; 14)$$

$$\emptyset_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

Section minimale des armatures transversales (RPA) :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend $\Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

-L'espacement d'armatures transversales :

Selon le RPA :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min(8,75; 16,8) = 10$$

$S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5$$

$S_t = 20 \text{ cm}$

-Vérification des espacements :

Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(29,25; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 29,25 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{0,9 \times 2,01 \times 4000}{1,15 \times 30 (7,4 - 0,3 \times 21 \times 1)} = 190,67 \text{ cm} \Rightarrow S_{t2} \leq 190,67 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm} \Rightarrow S_{t3} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min (S_{t1} ; S_{t2} ; S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq \min(29,25 ; 190,67 ; 67) \Rightarrow S_t \leq 29,25 \text{ cm}$$

Alors : $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Verifications de la flèche :**

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1- $h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0,1 > 0,0625$ vérifiée.

2- $A_s / b d \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,0074 < 0,0105$ vérifiée

3- $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o) \Rightarrow 0,1 > 0,033$ vérifiée

– Longueur de recouvrement :

pour $\varnothing = 12 \Rightarrow L_r = 40\varnothing_1 = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

pour $\varnothing = 14 \Rightarrow L_r = 40\varnothing_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

III.3.4. Schéma de ferrailage :

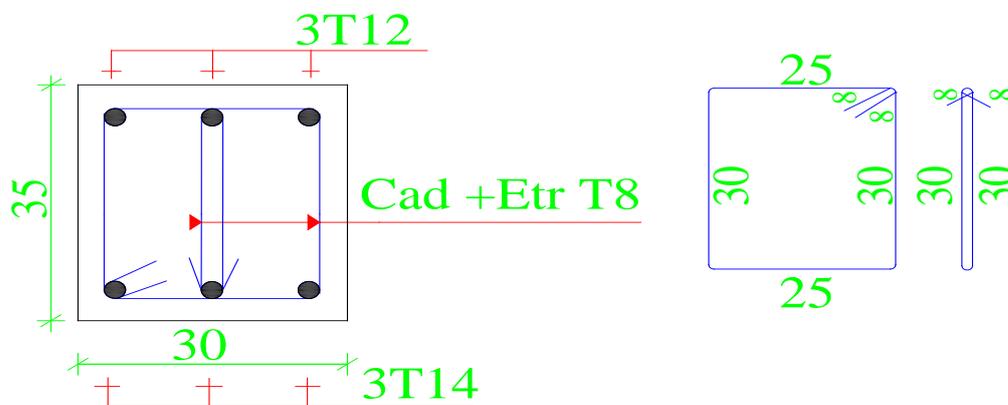


Figure (IV.8) : ferrailage de la poutre palière.

III.4. Etude des planchers

III.4.1. Introduction:

Les planchers, de façon générale, sont des éléments plans qui constituent la séparation des étages et déterminent les différents niveaux d'une construction.

Ils prennent appui sur les éléments porteurs tels que les poutres, les poteaux et les murs porteurs. Leur rôle essentiel est de transmettre les charges et les surcharges aux murs poutres et poteaux, qui à leur tour les transmettent au sol.

III.4.2. Types des planchers:

III.4.2.1. Plancher en corps creux:

Il est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent directement les hourdis creux en ciment. Sur leur partie supérieure repose une dalle dite «dalle de compression » en béton armée avec des treillis soudés.

Ce type de plancher est léger et très économique.

III.4.2.2. Plancher en dalle pleine :

Il est constitué par une dalle pleine en béton armé dont l'épaisseur, dans notre cas, est être inférieure ou égale à 15cm, pouvant comporter des poutres noyées ou à faible retombées, son ferrailage est placé en deux nappes (supérieur et inférieur).

Ce type de plancher est adopté lorsque l'utilisation du plancher à corps creux devient difficile ou impossible (cas de grandes travées, formes non régulières ou difficile à réaliser).

III.4.3. Méthode de calcul :

Après une analyse des liaisons avec la structure, et une modélisation de la poutre (section, portée) et des actions appliquées on peut être amené à calculer:

- soit une poutre isostatique par le RDM,
- soit une poutre hyperstatique par la méthode forfaitaire ou celle de Caquot.

III.4.3.1. La méthode Forfaitaire

Domaine de validité de la méthode forfaitaire: selon le BAEL91.

Cette méthode est applicable lorsque:

- 1-les charges d'exploitation sont modérées: $Q < \max(2G, 5\text{KN/m}^2)$.
- 2-les moments d'inerties des sections transversales ou leur coffrage sont les mêmes dans les différents travées.
- 3-la fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- 4-le rapport des travées voisines est compris entre 0.8et1.25.

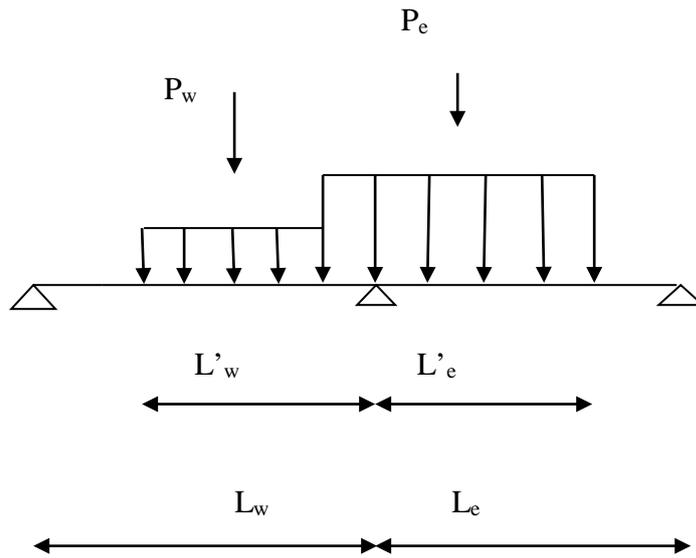
Si une des conditions précédentes n'était pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

III.4.3.2. La méthode de Caquot:

Cette méthode s'applique essentiellement à des éléments constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis.

Elle convient notamment aux éléments des planchers à surcharges relativement élevées et c'est justement là, la méthode la mieux adoptée pour notre cas.

Pour le calcul de notre plancher, on a utilisé la méthode de Caquot.



III.4.4. Etape de calcul par la méthode de Caquot :

1. Moment sur appuis :

On prend pour les appuis de rive : $M_a = 0.2M_0$

Avec $M_0 = \frac{ql^2}{8}$ (moment isostatique)

Le moment sur l'appui central est donné par la relation suivante :

$$M_a = \frac{P_w L'^3_w + P_e L'^3_e}{8.5 \times (L'_w + L'_e)} \times m$$

$L' = L$ pour une travée de rive avec appui simple de rive.

$L' = 0.8L$ pour une travée intermédiaire.

$P_w = P_e$: les charges uniformément réparties à gauche et à droite de l'appui.

$M = 0.7$ pour la sécurité de la poutre dans le cas de formation de rotules plastiques dues à la fatigue du béton au niveau de l'appui.

2. Moment de travée :

$$M(x) = \frac{ql^2}{2} x - \frac{qx^2}{2} + M_w + \left(\frac{M_e - M_w}{l} \right) x$$

3. Effort tranchant :

$$T(x) = \frac{ql}{2} - qx + \frac{M_e - M_w}{l}$$

T est max au niveau des appuis (x=0, x=1).

III.4.5. Calcul du plancher RDC+1^{er} étage :

-Choix de la méthode de calcul :

- Condition de l'application de la méthode Forfaitaire :

* $Q=100 \leq \max(2.G ; 500 \text{Kgf/m}^2) = \max(2 \times 514 ; 500) = 1028 \text{Kgf/m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$

*Section de toutes les travées = constante inertie constante.....(OK)

*fissuration peu nuisible.....(OK)

* $\frac{L1-2}{L2-3} = \frac{3,4}{3,4} = 1$; * $\frac{L2-3}{L3-4} = \frac{3,40}{3,40} = 1$

*Rapports compris entre (0,8) et(1,25).....(OK)

- La méthode forfaitaire est applicable.

III.4.5.1.CALCUL DES SOLUCITATION :

➤ **Combinaison des charges :**

ELU :

$Q_u = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 \times 5.14 + 1.5 \times 2.5)$

$Q_u = 6.94 = 0.694 \text{t/m}^2$

-calcul des moments :

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{250}{250+514} = 0.32$

$M_o = \frac{Ql^2}{8}$

Avec :

M_w=moment à gauche

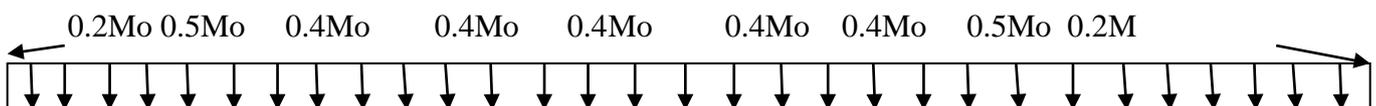
M_e=moment à droite en valeur absolue

M_t=moment en traction

ELU :

$Q_u = 0.694 \text{ t/m}^2$

❖ **Type 1 : 8 travée**



ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III

Eléments secondaires



- Calcul des moments :

$$qG=0,65 \times 514 = 334,1 = 0,334 \text{ Tf.m}$$

$$qG=0,65 \times 250 = 162,5 = 0,162 \text{ Tf.m}$$

$$qG=(1,35) \times 0,334 + (1,5) \times (0,162)$$

$$qG=0,693 \text{ Tf.m}$$

- **Travées (1-2) : de rive**

$$A = \frac{Q}{Q+G} = \frac{250}{250+514} = 0,32 ; Mo = q \cdot \frac{L^2}{8} = 0,693 \cdot \frac{3,4^2}{8}$$

$$Mo = 1,001$$

$$Mw = 0,2Mo$$

$$Me = 0,5Mo$$

$$Mt \geq \max \begin{cases} 1,05 \cdot Mo - 0,5(Mw + Me) \cdot Mo = 1,05Mo - 0,5 \cdot (0,2 + 0,5)Mo = 0,70Mo \\ (1 + 0,3\alpha)Mo - 0,5(Mw + Me) = (1 + 0,3 \cdot 0,14) \cdot Mo - \\ \quad \quad \quad 0,5(0,2 + 0,5) Mo = 0,692Mo \\ 0,5(1,2 + 0,3\alpha) \cdot Mo = 0,5(1,2 + 0,3(0,14)) Mo = 0,621Mo \end{cases}$$

$$Mw = -0,2Mo = -0,2 \times 1,001 = -0,200 \text{ Tf.m}$$

$$Me = -0,5Mo = -0,5 \times 1,001 = -0,500 \text{ Tf.m}$$

$$Mt = 0,70Mo = 0,70 \times 1,001 = 0,700 \text{ Tf.m}$$

- **Travées (2-3) : intermédiaire**

$$\alpha = 0,32 ; Mo = q \cdot \frac{L^2}{8} = 0,694 \cdot \frac{3,4^2}{8} = 1$$

$$Mw = 0,5 Mo$$

$$Me = 0,4 Mo$$

$$1,05Mo - 0,5(0,5 + 0,4) \cdot Mo = 0,60 Mo$$

$$M_t \geq \max (1+0,3-0,14)M_o-0,5(0,5+0,4)M_o=0,592 M_o$$

$$0,5(1+0,32)M_o=0,521 M_o$$

$$M_w = -0,5M_o=0,5 \times 1 = -0,5 \text{ Tf.m}$$

$$\longrightarrow M_e = -0,4M_o = -0,4 \times 1 = -0,4 \text{ Tf.m}$$

$$M_t = 0,60M_o = 0,60 \times 1 = 0,6 \text{ Tf.m}$$

• **Travées (3-4) : intermédiaire**

$$A=0,32 ; M_o = 1$$

$$M_w=0,4M_o$$

$$M_e=0,4M_o$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1,05 M_o - 0,5(0,4+0,4)M_o = 0,65M_o \\ (1+0,3 \times 0,14)M_o - 0,5(0,4+0,4)M_o = 0,642M_o \\ 0,5(1,2+0,3 \times 0,14)M_o = 0,621M_o \end{cases}$$

$$M_w = -0,4M_o = -0,40 \times 1 = -0,4 \text{ Tf.m}$$

$$M_e = -0,4M_o = -0,40 \times 1 = -0,4 \text{ Tf.m}$$

$$M_t = 0,65M_o = 0,65 \times 1 = 0,65 \text{ Tf.m}$$

• **Travées (4-5) : intermédiaire**

$$\alpha=0,21 ; M_o = 0,911$$

$$M_w = 0,40 M_o$$

$$M_e = 0,4 M_o$$

$$M_w = -0,4 \text{ Tf.m}$$

Donc $M_e = -0,4 \text{ Tf.m}$

$$M_t = -0,65 \text{ Tf.m}$$

• **Travées (5-6) : intermédiaire**

$$\alpha=0,32 ; M_o = 1$$

$$M_w = 0,4 M_o$$

$$M_e = 0,4 M_o$$

$$M_w = -0,4 \text{ Tf.m}$$

Donc $M_e = -0,4 \text{ Tf.m}$

$$M_t = 0,65 \text{ Tf.m}$$

- **Travées (6-7) : intermédiaire**

$$\alpha = 0,32 ; M_o = 1$$

$$M_w = 0,4 M_o ; M_e = 0,4 M_o$$

$$M_w = -0,4 \text{ Tf.m}$$

Donc $M_e = -0,4 \text{ Tf.m}$

$$M_t = +0,65 \text{ Tf.m}$$

- **Travées (7-8) : intermédiaire**

$$\alpha = 0,32 ; M_o = 1$$

$$M_w = 0,4 M_o$$

$$M_e = 0,5 M_o$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1,05 M_o - 0,5(0,4 + 0,5)M_o = 0,60 M_o \\ (1 + 0,3 \times 0,14)M_o - 0,5(0,4 + 0,5)M_o = 0,592 M_o \\ 0,5(1 + 0,3\alpha) M_o = 0,521 M_o \end{cases}$$

$$M_w = -0,4 M_o = -0,4 \text{ Tf.m}$$

$$M_e = -0,5 M_o = -0,5 \text{ Tf.m}$$

$$M_t = 0,60 M_o = 0,6 \text{ Tf.m}$$

- **Travées (8-9) : intermédiaire**

$$\alpha = 0,32 ; M_o = 1$$

$$M_w = 0,5 M_o$$

$$M_e = 0,2 M_o$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1,05 M_o - 0,5(0,5 + 0,2)M_o = 0,70 M_o \\ (1 + 0,3 \times 0,14)M_o - 0,5(0,5 + 0,2)M_o = 0,692 M_o \\ 0,5(1 + 0,3\alpha) M_o = 0,621 M_o \end{cases}$$

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III

Eléments secondaires

$$M_w = -0,5M_o = -0,5 \text{ Tf.m}$$

$$M_e = -0,2M_o = -0,2 \text{ Tf.m}$$

$$M_t = +0,7M_o = 0,7 \text{ Tf.m}$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

$$\text{-Travée (1-2) : } T_w = q \cdot \frac{l}{2} = 0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = 1.179 \text{ tf/m}$$

$$T_e = -1.1q \cdot \frac{l}{2} = -1.1 \cdot 0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = -1.297 \text{ tf/m}$$

$$\text{-Travée (2-3) : } T_w = q \cdot \frac{l}{2} = 0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = 1.179 \text{ tf/m}$$

$$T_e = -q \cdot \frac{l}{2} = -0.632 \cdot \frac{3.4}{2} = -1.179 \text{ tf/m}$$

$$\text{-Travée (3-4) : } T_w = 1.179 \text{ tf/m}$$

$$T_e = -1.179 \text{ tf/m}$$

$$\text{-Travée (4-5) : } T_w = 1.179 \text{ tf/m}$$

$$T_e = -1.179 \text{ tf/m}$$

$$\text{-Travée (5-6) : } T_w = 1.179 \text{ tf/m}$$

$$T_e = -1.179 \text{ tf/m}$$

$$\text{-Travée (6-7) : } T_w = 1.179 \text{ tf/m}$$

$$T_e = -1.179 \text{ tf/m}$$

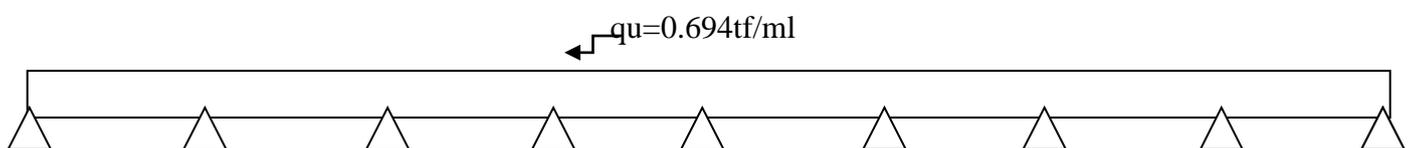
$$\text{-Travée (7-8) : } T_w = 1.179 \text{ tf/m}$$

$$T_e = -1.179 \text{ tf/m}$$

$$\text{-Travée (8-9) : } T_w = 1.1q \cdot \frac{l}{2} = 1.1 \cdot 0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = 1.297 \text{ tf/m}$$

$$T_e = -q \cdot \frac{l}{2} = -0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = -1.179 \text{ tf/m}$$

➤ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

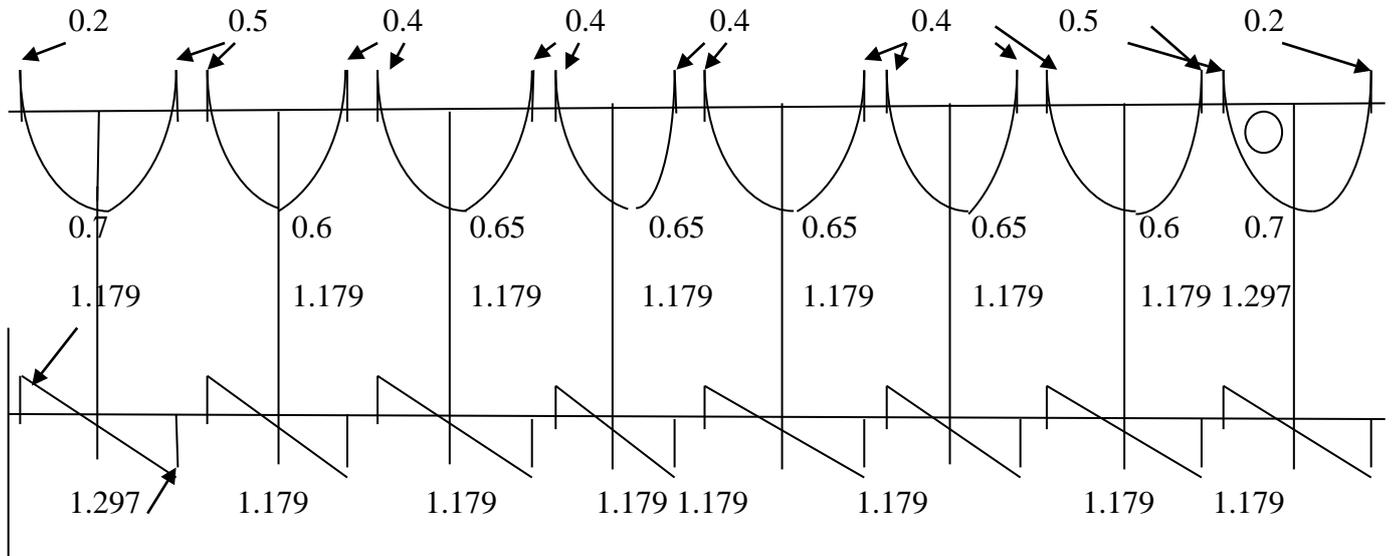


ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III

Eléments secondaires

3.4m 3.4m 3.4m 3.4 m 3.4 m 3.4m 3.4m 3.4



ELS :

$$Q_s = 0.65 (G + Q) = 0.65(5.14 + 250)$$

$$Q_s = 1.959 \text{ tf/ml}$$

- **Travée (1-2) : de rive**

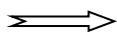
$$\alpha = 0,32 ; M_o = q_s \cdot \frac{L^2}{8} = 1.959 \cdot \frac{3.4^2}{8}$$

$$M_o = 2.83$$

$$M_w = 0.2 M_o$$

$$M_e = 0.5 M_o$$

$$M_w = -0.2 M_o = -0.2 \cdot 2.83 = -0.566 \text{ tf/ml}$$



$$M_e = -0.5 \cdot M_o = -0.5 \cdot 2.83 = -1.415 \text{ tf/ml}$$

$$M_T = 0.70 \cdot M_o = 0.70 \cdot 2.83 = 1.981 \text{ tf/m}$$

- **Travée (2-3) : intermédiaire**

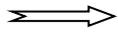
$$\alpha = 0,32 ; M_o = q_s \cdot \frac{L^2}{8} = 1.959 \cdot \frac{3.4^2}{8}$$

$$M_o = 2.83$$

$$M_w = 0.5 M_o$$

$$M_e = 0.4 M_o$$

$$M_w = -0.5 M_o = -0.5 * 2.83 = -1.415 \text{ tf/ml}$$



$$M_e = -0.4 \cdot M_o = -0.4 * 2.83 = -1.132 \text{ tf/ml}$$

$$M_T = 0.60 \cdot M_o = 0.60 * 2.83 = 1.698 \text{ tf/m}$$

• **Travée (3-4) : intermédiaire**

$$\alpha = 0,32 ; M_o = q_s \cdot \frac{L^2}{8} = 1.959 \cdot \frac{3.4^2}{8}$$

$$M_o = 2.83$$

$$M_w = 0.4 M_o$$

$$M_e = 0.4 M_o$$

$$M_w = -0.4 M_o = -0.4 * 2.83 = -1.132 \text{ tf/ml}$$



$$M_e = -0.4 \cdot M_o = -0.4 * 2.83 = -1.132 \text{ tf/ml}$$

$$M_T = 0.65 \cdot M_o = 0.65 * 2.83 = 1.839 \text{ tf/m}$$

• **Travée (4-5) : intermédiaire**

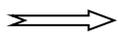
$$\alpha = 0,32 ; M_o = q_s \cdot \frac{L^2}{8} = 1.959 \cdot \frac{3.4^2}{8}$$

$$M_o = 2.83$$

$$M_w = 0.4 M_o$$

$$M_e = 0.4 M_o$$

$$M_w = -0.4 M_o = -0.4 * 2.83 = -1.132 \text{ tf/ml}$$



$$M_e = -0.4 \cdot M_o = -0.4 * 2.83 = -1.132 \text{ tf/ml}$$

$$M_T = 0.65 \cdot M_o = 0.65 * 2.83 = 1.839 \text{ tf/m}$$

• **Travée (5-6) : intermédiaire**

$$\alpha = 0,32 ; M_o = q_s \cdot \frac{L^2}{8} = 1.959 \cdot \frac{3.4^2}{8}$$

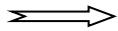
$$M_o = 2.83$$

Chapitre III
Mw=0.4Mo

Éléments secondaires

Me=0.4Mo

$$Mw = -0.4Mo = -0.4 \cdot 2.83 = -1.132 \text{ tf/ml}$$



$$Me = -0.4 \cdot Mo = -0.4 \cdot 2.83 = -1.132 \text{ tf/ml}$$

$$MT = 0.65 \cdot Mo = 0.65 \cdot 2.83 = 1.839 \text{ tf/m}$$

• **Travée (6-7) : intermédiaire**

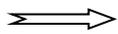
$$\alpha = 0,32 ; Mo = q_s \cdot \frac{L^2}{8} = 1.959 \cdot \frac{3.4^2}{8}$$

$$Mo = 2.83$$

Mw=0.4Mo

Me=0.4Mo

$$Mw = -0.4Mo = -0.4 \cdot 2.83 = -1.132 \text{ tf/ml}$$



$$Me = -0.4 \cdot Mo = -0.4 \cdot 2.83 = -1.132 \text{ tf/ml}$$

$$MT = 0.65 \cdot Mo = 0.65 \cdot 2.83 = 1.839 \text{ tf/m}$$

• **Travée (7-8) : intermédiaire**

$$\alpha = 0,32 ; Mo = q_s \cdot \frac{L^2}{8} = 1.959 \cdot \frac{3.4^2}{8}$$

$$Mo = 2.83$$

Mw=0.4Mo

Me=0.5Mo

$$Mw = -0.4Mo = -0.4 \cdot 2.83 = -1.132 \text{ tf/ml}$$



$$Me = -0.5 \cdot Mo = -0.5 \cdot 2.83 = -1.451 \text{ tf/ml}$$

$$MT = 0.60 \cdot Mo = 0.60 \cdot 2.83 = 1.698 \text{ tf/m}$$

• **Travée (8-9) : intermédiaire**

$$\alpha = 0.32 ; Mo = q_s \cdot \frac{L^2}{8} = 1.959 \cdot \frac{3.4^2}{8}$$

$$Mo = 2.83$$

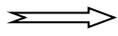
Mw=0.5Mo

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III
Me=0.2Mo

Éléments secondaires

$$M_w = -0.5M_o = -0.5 \cdot 2.83 = -1.415 \text{ tf/ml}$$



$$M_e = -0.2 \cdot M_o = -0.2 \cdot 2.83 = -0.566 \text{ tf/ml}$$

$$M_T = 0.70 \cdot M_o = 0.70 \cdot 2.83 = 1.981 \text{ tf/m}$$

➤ Calcul des efforts tranchants :

-Travée (1-2) : $T_w = q \cdot \frac{l}{2} = 1.959 \cdot \frac{3.4}{2} = 3.330 \text{ tf/m}$

$$T_e = -1.1q \cdot \frac{l}{2} = -1.1 \cdot 1.959 \cdot \frac{3.4}{2} = -3.663 \text{ tf/m}$$

-Travée (2-3) : $T_w = q \cdot \frac{l}{2} = 1.959 \cdot \frac{3.4}{2} = 3.330 \text{ tf/m}$

$$T_e = -q \cdot \frac{l}{2} = -1.959 \cdot \frac{3.4}{2} = -3.330 \text{ Tf/m}$$

-Travée (3-4) : $T_w = 3.330 \text{ tf/m}$

$$T_e = -3.330 \text{ tf/m}$$

-Travée (4-5) : $T_w = 3.330 \text{ tf/m}$

$$T_e = -3.330 \text{ tf/m}$$

-Travée (5-6) : $T_w = 3.330 \text{ tf/m}$

$$T_e = -3.330 \text{ tf/m}$$

-Travée (6-7) : $T_w = 3.330 \text{ tf/m}$

$$T_e = -3.330 \text{ tf/m}$$

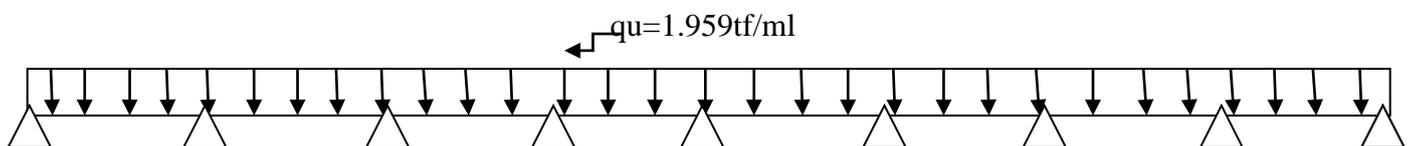
-Travée (7-8) : $T_w = 3.330 \text{ tf/m}$

$$T_e = -3.330 \text{ tf/m}$$

-Travée (8-9) : $T_w = 1.1 \cdot q \cdot \frac{l}{2} = 1.1 \cdot 1.959 \cdot \frac{3.4}{2} = 3.633 \text{ tf/m}$

$$T_e = -q \cdot \frac{l}{2} = -1.959 \cdot \frac{3.4}{2} = -3.330 \text{ tf/m}$$

➤ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

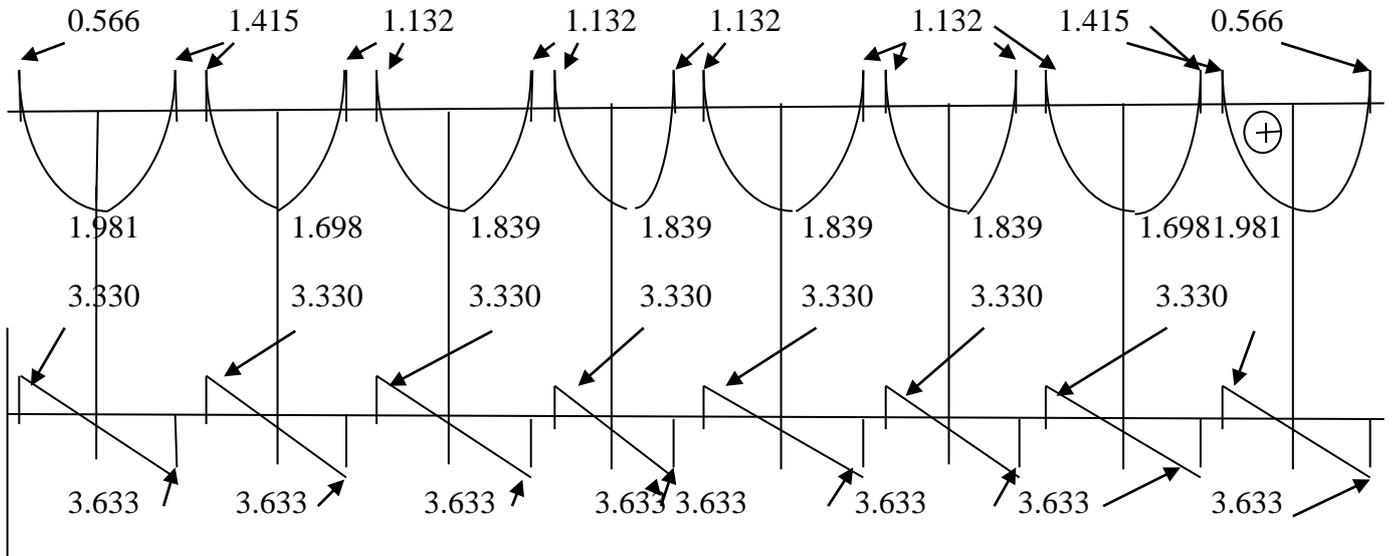


ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

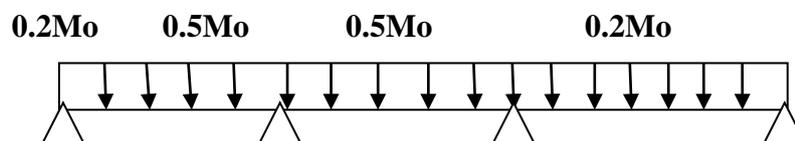
Chapitre III

Eléments secondaires

3.4m 3.4m 3.4m 3.4 m 3.4 m 3.4m 3.4m 3.4



❖ Type 2 : 3 travée



3.4cm

3.4cm

3.4cm

- Calcul des moments :

$$qG=0,65 \times 514 = 334,1 = 0.334 \text{ Tf.m}$$

$$qG=0,65 \times 250 = 162.5 = 0.162 \text{ Tf.m}$$

$$qG=(1,35) \times 0,334 + (1,5) \times (1,625)$$

$$qG=0.693 \text{ Tf.m}$$

• Travées (1-2) : de rive

$$A = \frac{Q}{Q+G} = \frac{250}{250+514} = 0,32 ; M_o = q \cdot \frac{L^2}{8} = 0,693 \cdot \frac{3,4^2}{8}$$

$$M_o = 1.001$$

$$M_w = 0.2M_o$$

$$M_e = 0.5M_o$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1.05 \cdot M_o - 0.5(M_w + M_e) \cdot M_o = 1.05M_o - 0.5 \cdot (0.2 + 0.5)M_o = 0.70M_o \\ (1 + 0,3\alpha)M_o - 0,5(M_w + M_e) = (1 + 0,3 \cdot 0,14) \cdot M_o - \\ \qquad \qquad \qquad 0,5(0,2 + 0,5) M_o = 0,692M_o \\ 0,5(1,2 + 0,3 \alpha) \cdot M_o = 0,5(1,2 + 0,3(0,14)) M_o = 0,621M_o \end{cases}$$

$$M_w = -0,2M_o = -0,2 \times 1.001 = -0,200 \text{ Tf.m}$$

→ $M_e = -0.5M_o = -0,5 \times 1.001 = -0,500 \text{ Tf.m}$

$$M_t = 0,70M_o = 0,70 \times 1.001 = 0,700 \text{ Tf.m}$$

• Travées (2-3) : intermédiaire

$$M_o = 1$$

$$M_w = 0.5M_o$$

$$M_e = 0.5M_o$$

$$1.05 \cdot M_o - 0.5(M_w + M_e) \cdot M_o = 1.05M_o - 0.5 \cdot (0.5 + 0.5)M_o = -0.95M_o$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3\alpha)M_o - 0,5(M_w + M_e) = (1 + 0,3 \cdot 0,14) \cdot M_o - \\ \qquad \qquad \qquad 0,5(0,5 + 0,5)M_o = -0.95M_o \end{cases}$$

$$0,5(1,2+0,3\alpha) \cdot Mo = 0,5(1,2+0,3(0,14))Mo = 0,621Mo$$

$$M_w = -0,5Mo = -0,5 \times 1 = -0,5 \text{ Tf.m}$$

→ $M_e = -0,5Mo = -0,5 \times 1 = -0,5 \text{ Tf.m}$

$$M_t = 0,62Mo = 0,62 \times 1 = 0,62 \text{ Tf.m}$$

• **Travées (3-4) : de rive**

$$\alpha = 0,32 ; Mo = 1$$

$$M_w = 0,5 Mo$$

$$M_e = 0,2 Mo$$

$$M_t \geq \max \begin{cases} 1,05 Mo - 0,5(0,5+0,2)Mo = 0,70Mo \\ (1+0,3 \times 0,14)Mo - 0,5(0,5+0,2)Mo = 0,692Mo \\ 0,5(1+0,3\alpha) Mo = 0,621Mo \end{cases}$$

$$M_w = -0,5Mo = -0,5 \text{ Tf.m}$$

$$M_e = -0,2Mo = -0,2 \text{ Tf.m}$$

$$M_t = +0,70Mo = 0,7 \text{ Tf.m}$$

➤ **LES EFFORTS TRANCHANTS :**

-Travée (1-2) : $T_w = q \cdot \frac{1}{2} = 0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = 1.179 \text{ tf/m}$

$$T_e = -1.1q \cdot \frac{1}{2} = -1.1 \cdot 0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = -1.297 \text{ tf/m}$$

-Travée (2-3) : $T_w = q \cdot \frac{1}{2} = 0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = 1.179 \text{ tf/m}$

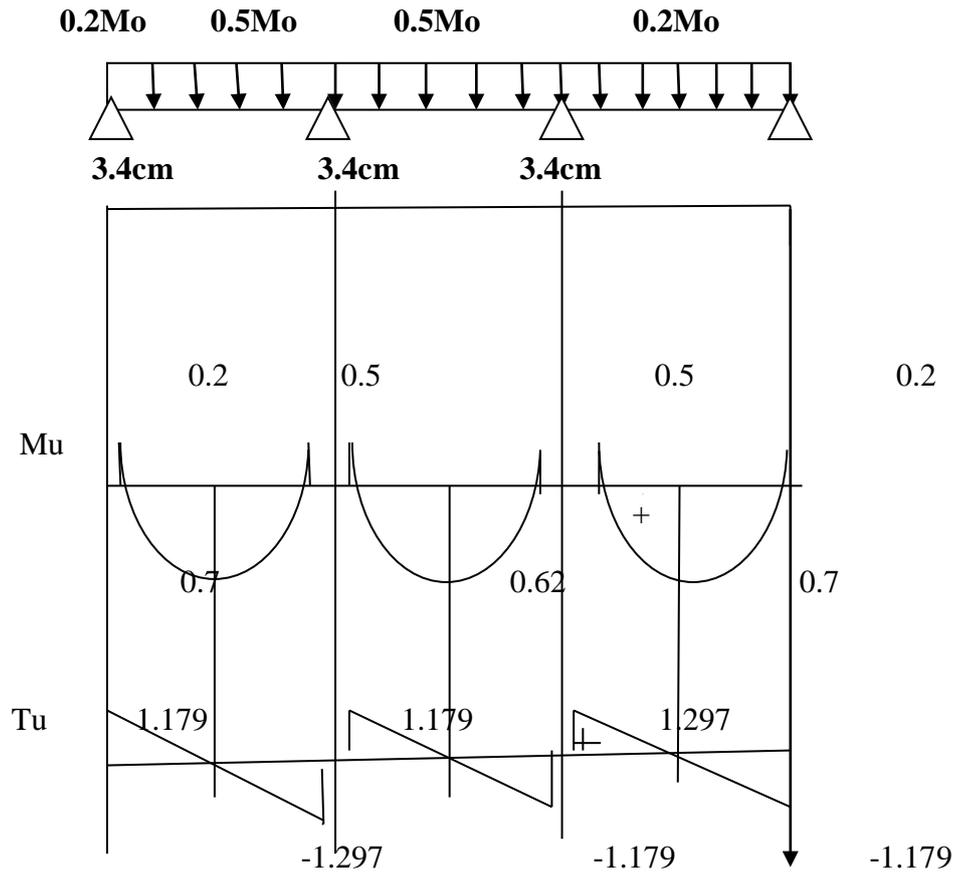
$$T_e = -q \cdot \frac{1}{2} = -0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = -1.179 \text{ tf/m}$$

-Travée (3-4) : $T_w = 1.1q \cdot \frac{1}{2} = 1.1 \cdot 0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = -1.297 \text{ tf/m}$

$$T_e = -q \cdot \frac{1}{2} = -0.694 \cdot \frac{3.4}{2} = -1.179 \text{ tf/m}$$

➤ **Diagrammes des moments et des efforts tranchants :**

$$q_u = 0.693 \text{ tf/ml}$$



ELS :

$$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65(5.54+250)$$

$$Q_s = 0.334 + 1.625 = 1.959 \text{ tf/ml}$$

- Travée (1-2) : de rive

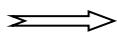
$$\alpha = 0,32 ; M_o = q_s \cdot \frac{l^2}{8} = 1.959 \cdot \frac{3.4^2}{8}$$

$$M_o = 2.83$$

$$M_w = 0.2 M_o$$

$$M_e = 0.5 M_o$$

$$M_w = -0.2 M_o = -0.2 \cdot 2.83 = -0.566 \text{ tf/ml}$$



$$M_e = -0.5 \cdot M_o = -0.5 \cdot 2.83 = -1.415 \text{ tf/ml}$$

$$M_T = 0.70 \cdot M_o = 0.70 \cdot 2.83 = 1.981 \text{ tf/m}$$

- Travée (2-3) : intermédiaire

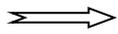
$$\alpha=0,32 ; Mo =qs. \cdot \frac{L^2}{8}=1.959. \frac{3.4^2}{8}$$

$$Mo =2.83$$

$$Mw=0.5Mo$$

$$Me=0.5Mo$$

$$Mw= -0.5Mo =-0,5*2.83=-1.415tf/ml$$



$$Me= -0.5.Mo= -0.5*2.83= -1.415tf/ml$$

$$MT= 0.62.Mo= 0.62*2.83= 1.754 tf/m$$

• **Travées (3-4) : de rive**

$$\alpha=0,32 ; Mo =2.83$$

$$Mw= 0,5 Mo$$

$$Me=0,2 Mo$$

$$Mw=-0,5Mo=-1.415 Tf.m$$

$$Me=-0,2Mo=-0,566 Tf.m$$

$$Mt=+0,70Mo=1.981 Tf.m$$

➤ **Calcul des efforts tranchants :**

-Travée (1-2) : $Tw=q.\frac{1}{2} =1.959.\frac{3.4}{2}=3.330tf/m$

$$Te= -1.1q.\frac{1}{2} = -1.1*1.959. \frac{3.4}{2}=-3.663 tf/m$$

-Travée (2-3) : $Tw=q.\frac{1}{2} = 1.959.\frac{3.4}{2}=3.330tf/m$

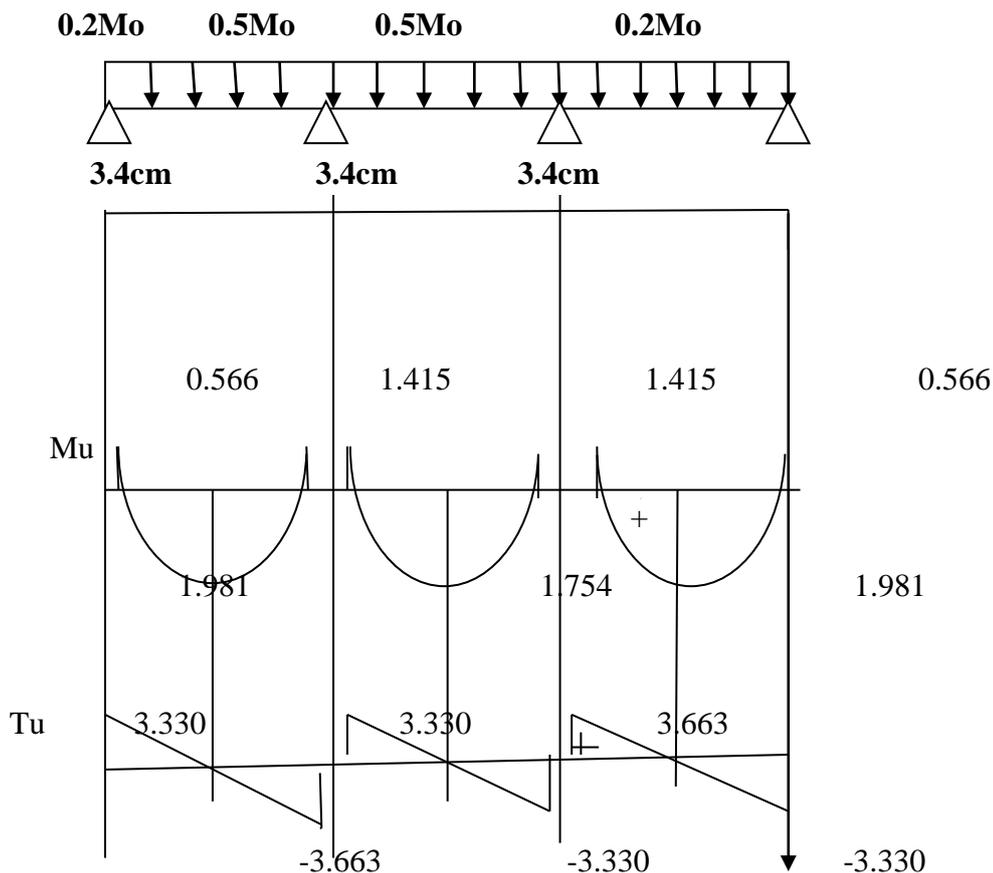
$$Te= -q.\frac{1}{2} = -1.959.\frac{3.4}{2}=-3.330tf/m$$

-Travée (3-4) : $Tw= 1.1.q.\frac{1}{2} = -1.1*1.959. \frac{3.4}{2}=-3.663 tf/m$

$$Te= -q.\frac{1}{2} = -1.959.\frac{3.4}{2}=-3.330tf/m$$

➤ **Diagrammes des moments et des efforts tranchants :**

$q_u = 1.959 \text{ tf/ml}$



III.4.6. Calcule les étages courants :

-Condition d'application :

* $Q = 100 \leq \max(2.G ; 500 \text{Kgf/m}^2) = \max(2 \times 554 ; 500) = 1176 \text{Kgf/m}^2 \dots\dots\dots(\text{OK})$

*Section de toutes les travées = constante inertie constante.....(OK)

*fissuration peu nuisible.....(OK)

* $\frac{L1-2}{L2-3} = \frac{3,4}{3,4} = 1$; * $\frac{L2-3}{L3-4} = \frac{3,4}{3,4} = 1$

*Rapports compris entre (0,8)et(1,25).....(OK)

*La méthode forfaitaire est applicable.

III.4.6.1.CALCUL DES SOLUCITATION :

➤ **Combinaison des charges :**

ELU :

$$Q_u = 0.65 (1.35G + 1.5Q) = 0.65 (1.35 \times 5.54 + 1.5 \times 1.5)$$

$$Q_u = 6.32 = 0.632 \text{ t/m}^2$$

-Calcul des moments:

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{150}{150+554} = 0.21$$

$$M_0 = \frac{Ql^2}{8}$$

Avec :

M_w = moment à gauche

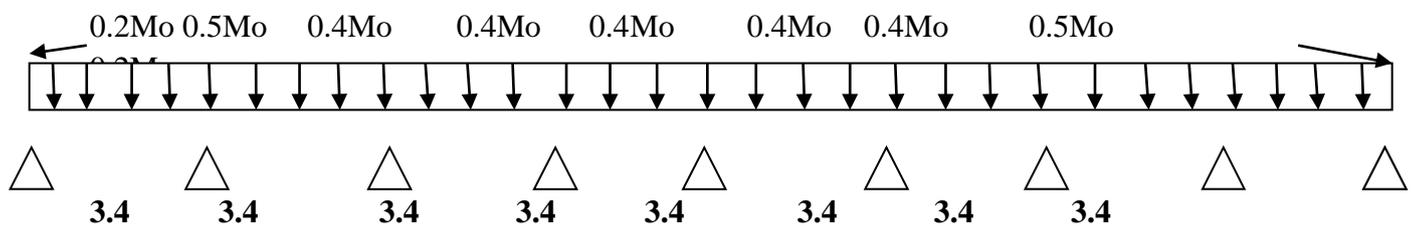
M_e = moment à droite en valeur absolue

M_t = moment en traction

ELU :

$$Q_u = 0.632 \text{ t/m}^2$$

❖ **Type 1 : 8 travée**



- Calcul des moments :

$$qG = 0.65 \times 554 = 360.1 = 0.360 \text{ Tf.m}$$

$$qQ = 0.65 \times 150 = 97.5 = 0.097 \text{ Tf.m}$$

$$qG = (1.35) \times 0.360 + (1.5) \times (0.097)$$

$$qG = 0.631 \text{ Tf.m}$$

• **En appuis :**

-En appuis de rive :

Appuis	M ₀ (t.m)	Ma = 0.2M ₀ (t.m)
(1)	0.911	-0.182
(9)	0.911	-0.455

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III

Éléments secondaires

-En appui intermédiaire :

Appuis	M_0 (t.m)	M_a (t.m)
(2)	0.911	$0,5M_0 = -0,455$
(3)	0,911	$0,4M_0=-0,364$
(4)	0.911	$0,4M_0=-0,364$
(5)	0.911	$0,4M_0=-0,364$
(6)	0.911	$0,4M_0=-0,364$
(7)	0.911	$0,4M_0=-0,364$
(8)	0.911	$0,5M_0 = -0,455$

• **En travée :**

travées	M_w (t.m)	M_e (t.m)	q_u (t.m)	L (t.m)	α (m)	M_t (t.m)
[1-2]	-0,182	-0,455	0,631	3,4	0,21	0,637
[2-3]	-0,455	-0,364	0,631	3,4	0,21	0,546
[3-4]	-0,364	-0,364	0,631	3,4	0,21	-0,592
[4-5]	-0,364	-0,364	0,631	3,4	0,21	-0,592
[5-6]	-0,364	-0,364	0,631	3,4	0,21	-0,592
[6-7]	-0,364	-0,364	0,631	3,4	0,21	-0,592
[7-8]	-0,364	-0,455	0,631	3,4	0,21	-0,546
[8-9]	-0,455	-0,182	0,631	3,4	0,21	0,637

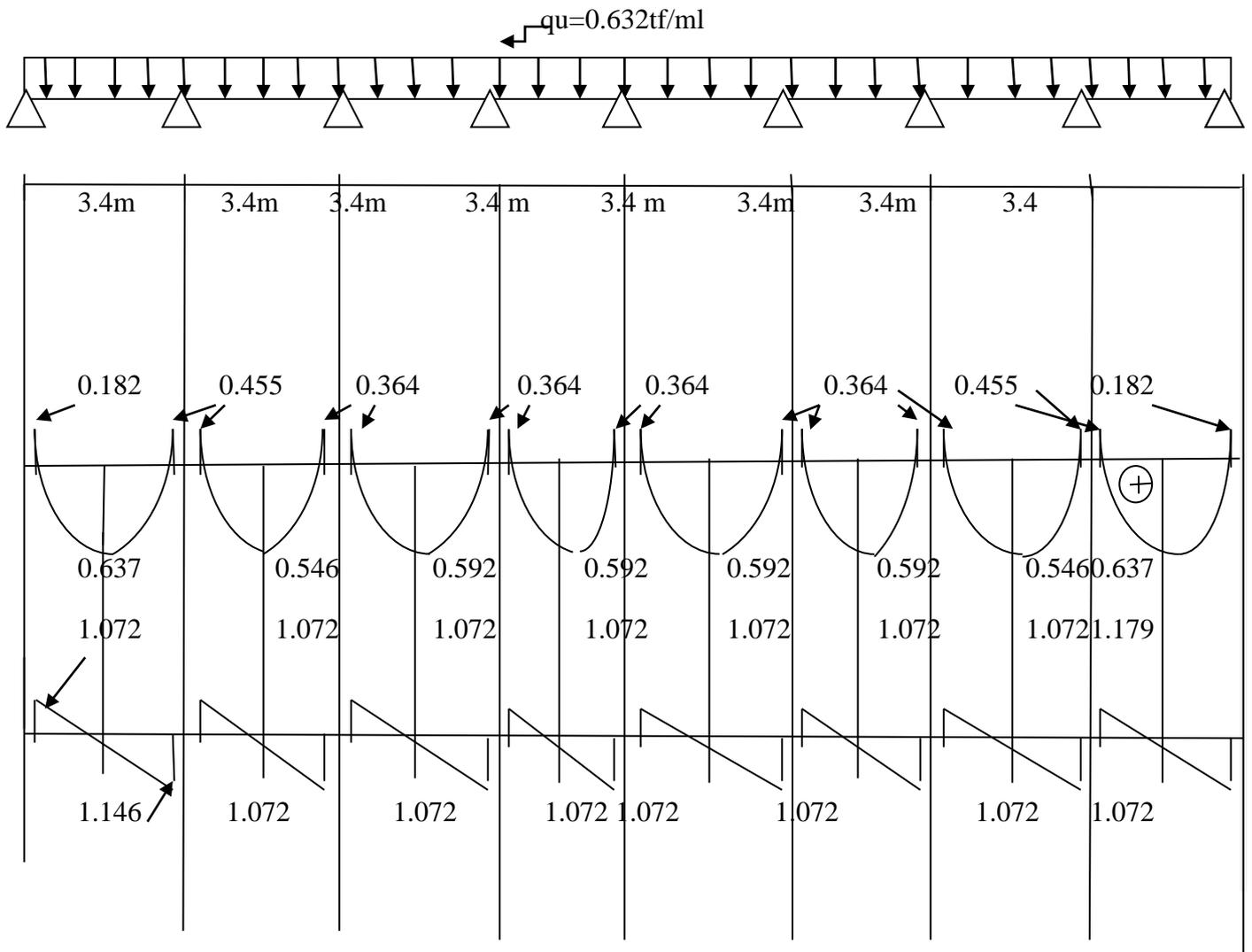
-Calcul des efforts tranchants à ELU:

Travée	q_u (t.ml)	L (m)	T_w tf/m	T_e tf/m
[1-2]	0,631	3,4	1.072	-1.179
[2-3]	0,631	3,4	1.072	-1.072

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III	Eléments secondaires			
[3-4]	0,631	3,4	1.072	-1.072
[4-5]	0,631	3,4	1.072	-1.072
[5-6]	0,631	3,4	1.072	-1.072
[6-7]	0,631	3,4	1.072	-1.072
[7-8]	0,631	3,4	1.072	-1.072
[8-9]	0,631	3,4	1.179	- 1.072

➤ **Diagrammes des moments et des efforts tranchants :**



ELS :

$$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65(5.54+150)$$

$$Q_s = 0.360 + 0.097 = 0.457 \text{ tf/ml}$$

- **En appuis :**

-En appuis de rive :

Appuis	M_0 (t.m)	$M_a = 0.2M_0$ (t.m)
(1)	0.660	-0.132
(9)	0.660	-0.330

-En appui intermédiaire :

Appuis	M_0 (t.m)	M_a (t.m)
(2)	0.660	$0,5M_0 = -0.330$
(3)	0.660	$0,4M_0 = -0.264$
(4)	0.660	$0,4M_0 = -0.264$
(5)	0.660	$0,4M_0 = -0.264$
(6)	0.660	$0,4M_0 = -0.264$
(7)	0.660	$0,4M_0 = -0.264$
(8)	0.660	$0,5M_0 = -0.264$

- **En travée :**

travées	M_w (t.m)	M_e (t.m)	q_u (t.m)	L (t.m)	α (m)	M_t (t.m)
[1-2]	-0.132	-0.330	0.457	3,4	0,21	0.462
[2-3]	-0.330	-0.264	0.457	3,4	0,21	0.396

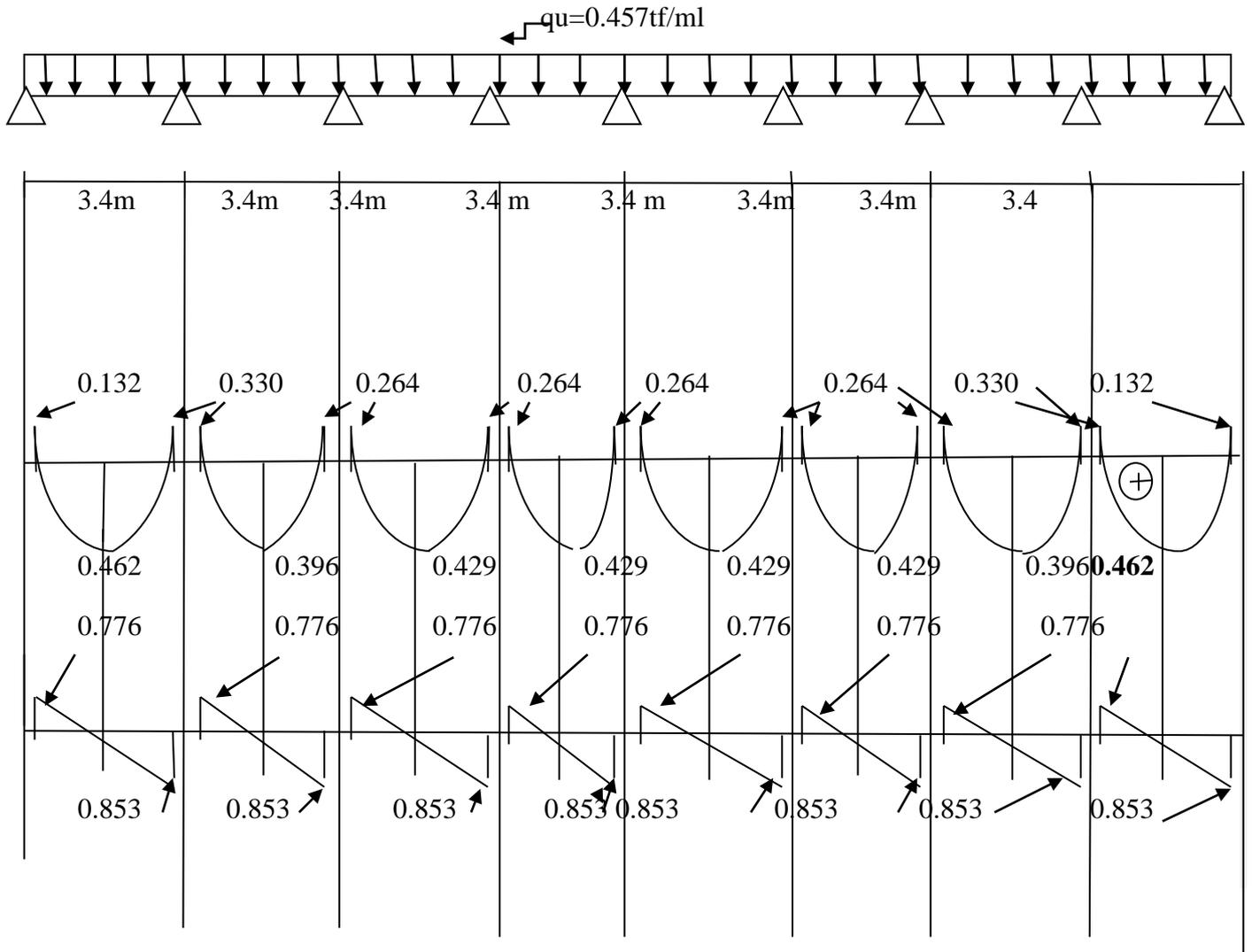
ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III				Eléments secondaires		
[3-4]	-0.264	-0.264	0.457	3,4	0,21	0.429
[4-5]	-0.264	-0.264	0.457	3,4	0,21	0.429
[5-6]	-0.264	-0.264	0.457	3,4	0,21	0.429
[6-7]	-0.264	-0.264	0.457	3,4	0,21	0.429
[7-8]	-0.264	-0.330	0.457	3,4	0,21	0.396
[8-9]	-0.330	-0.132	0.457	3,4	0,21	0.462

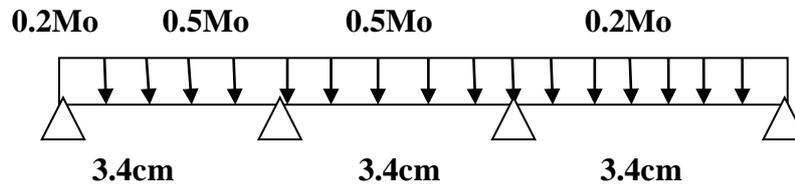
-Calcul des efforts tranchants à ELS:

Travée	q_u (t.ml)	L(m)	T_w tf/m	T_e tf/m
[1-2]	0.457	3,4	0.776	-0.854
[2-3]	0.457	3,4	0.776	-0.776
[3-4]	0.457	3,4	0.776	-0.776
[4-5]	0.457	3,4	0.776	-0.776
[5-6]	0.457	3,4	0.776	-0.776
[6-7]	0.457	3,4	0.776	-0.776
[7-8]	0.457	3,4	0.776	-0.776
[8-9]	0.457	3,4	0.853	-0.776

➤ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :



❖ **Type 2 : 3 travée**



- Calcul des moments :

$$qG=0,65 \times 554=360,1=0,360. \text{ Tf.m}$$

$$qG=0,65 \times 150=97.5=0,097. \text{ Tf.m}$$

$$qG=(1,35) \times 0,360+(1,5) \times (0,097)$$

$$qG=0,631 \text{ Tf.m}$$

ELU :

- **En appuis :**

-En appuis de rive

Appuis	M_0 (t.m)	$M_a= 0.2M_0$ (t.m)
(1)	0.631	-0,126
(4)	0.631	-0,315

-En appui intermédiaire :

Appuis	M_0 (t.m)	M_a (t.m)
(2)	0.631	$0,5M_0 = -0,315$
(3)	0.631	$0,5M_0= -0,315$

- **En travée :**

travées	M_w (t.m)	M_e (t.m)	q_u (t.m)	L (t.m)	α (m)	M_t (t.m)

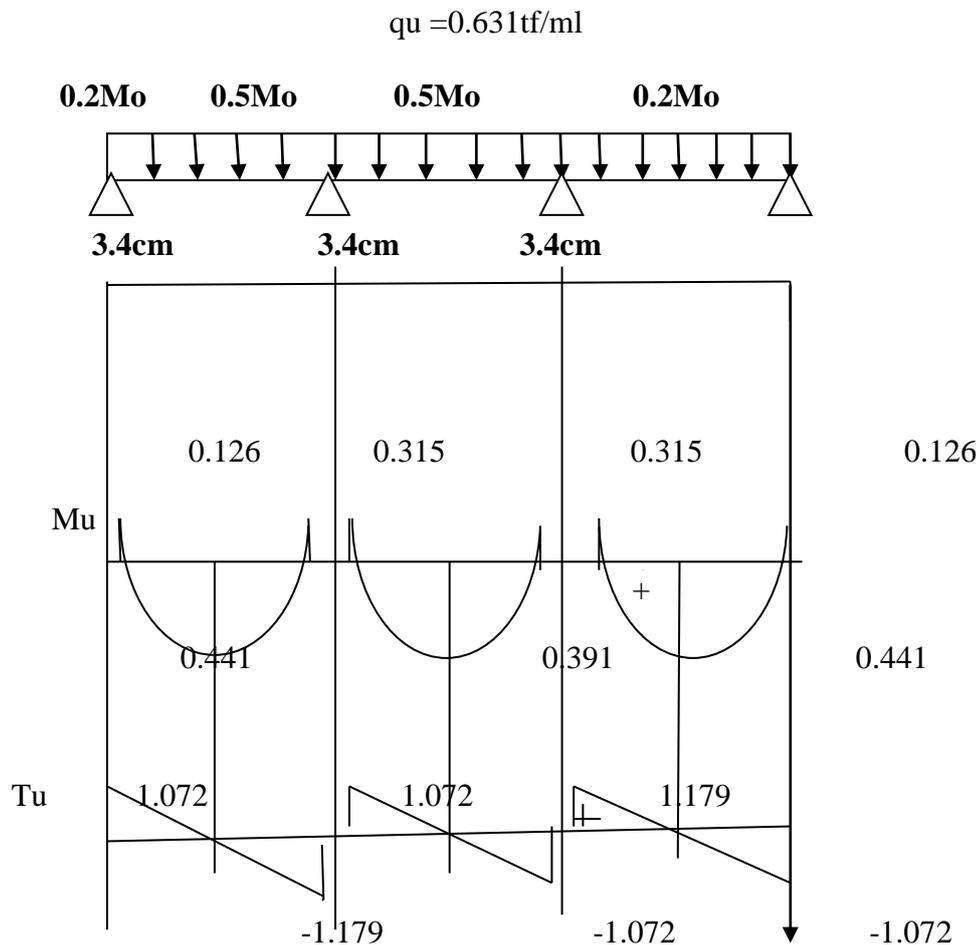
ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III	Eléments secondaires					
[1-2]	-0,126	-0,315	0,631	3,4	0,21	0,441
[2-3]	-0,315	-0,315	0,631	3,4	0,21	0,391
[3-4]	-0,315	-0,126	0,631	3,4	0,21	0,441

-Calcul des efforts tranchants à ELU:

Travée	q_u (t.ml)	L(m)	T_w tf/m	T_e tf/m
[1-2]	0,631	3,4	1.072	-1.179
[2-3]	0,631	3,4	1.072	-1.072
[3-4]	0,631	3,4	1.179	-1.072

➤ **Diagrammes des moments et des efforts tranchants :**



ELS :

$$Q_s = 0.65 (G+Q) = 0.65(5.54+150)$$

$$Q_s = 0.360 + 0.097 = 0.457 \text{ tf/ml}$$

- **En appuis :**

-En appuis de rive :

Appuis	M_0 (t.m)	$M_a = 0.2M_0$ (t.m)
(1)	0.660	-0.132
(4)	0.660	-0,330

-En appui intermédiaire :

Appuis	M_0 (t.m)	M_a (t.m)
(2)	0.660	$0,5M_0 = -0.330$
(3)	0.660	$0,5M_0 = -0.330$

- **En travée :**

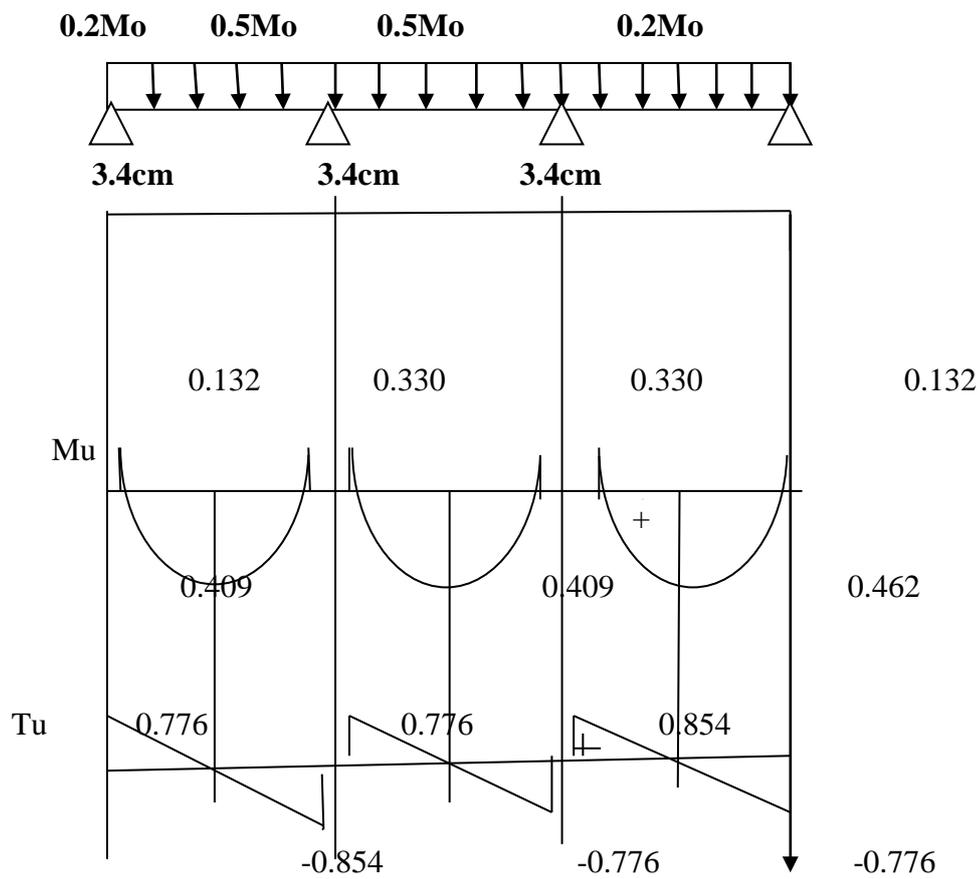
travées	M_w (t.m)	M_e (t.m)	q_s (t.m)	L (t.m)	α (m)	M_t (t.m)
[1-2]	-0.132	-0,330	0.457	3,4	0,21	0.409
[2-3]	-0,330	-0,330	0.457	3,4	0,21	0.409
[3-4]	-0,330	-0.132	0.457	3,4	0,21	0,462

-Calcul des efforts tranchants à ELS:

Travée	q_s (t.ml)	L (m)	T_w tf/m	T_e tf/m
[1-2]	0.457	3,4	0.776	-0.854
[2-3]	0.457	3,4	0.776	-0.776
[3-4]	0.457	3,4	0.854	-0.776

➤ Diagrammes des moments et des efforts tranchants :

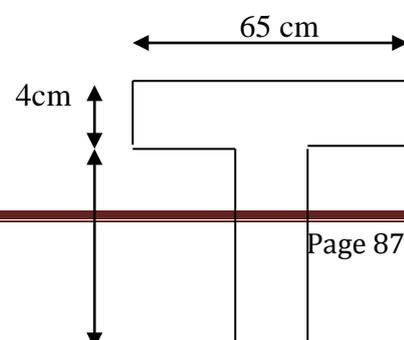
$q_u = 0.613 \text{ tf/ml}$



III.4.7.poutrelles:

-Données

- Contrainte de calcul des aciers = 348 MPa.
- Contrainte de calcul de béton = 14MPa



Chapitre III	Eléments secondaires
-Largeur de la table =0.65 m.	16 cm
-Hauteur total de la section =0.20m	
-Hauteur de la table =0.04m.	
-Largeur de la l'âme =0.12m	12 cm
-Enrobage des armatures=2.5cm.	

III.4.7.1.CALCUL EN RDC ET 1^{er} ÉTAGE :

Tu max=1.297tm

Mt max=0.7tm

Ma max=-0.5tm

E.L.U:

- **En travée :**

Mt max= 0.7tm

M Tab = b*h₀*fbc *(d -h₀/2) = 0.65*0.04*1420*(0.175- 0.02)=5.72 tm

M Tab= 5,72t.m <Mt=0.7 t.m ... vérifiée.

D'où l'axe neutre tombe dans la table de compression, donc on calcul la section comme une section rectangulaire (b×h) .

(b×h) = (65×20) cm²

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_{bc} * b * d^2} = \frac{0,7 \times 10^5}{142 * 12 * 17,5^2} = 0.134$$

$\mu = 0.134 < \mu_R = 0,392$ (As'=0)

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.187$$

Z=d(1- 0.4α)=17.5(1-0.4*(0.2)= 16.20cm

$$As = \frac{Mu}{Z * \sigma_s} = \frac{0.7}{16.20 * 3480} 10^5 = 1.24 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **2HA12 =2,26cm²**

-Condition de non Fragilité:

Dans notre poutre soumise à la flexion simple ou composé et comportant une zone tendue des armatures longitudinales de traction doivent avoir une section au moins égale à :

As ≥ Amin =0.23*b*d*(ftj/fe) = 0.23*12*17,5*(2.1/400)=0,25cm²

As= 2,26cm² > Amin =0,25 cm²vérifiée

- **En Appuis :**

La zone tendue se trouve dans la table de compression et d'après les hypothèses des calculs (BAEL) le béton tendu est négligé. La nervure est totalement comprimé donc on considère une section rectangulaire (b0×h) de dimension (12×20) cm²

$$M_{a \max} = -0.5t.m$$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0,5 \times 10^5}{142 \cdot 12 \cdot 17,5^2} = 0.095$$

$$\mu = 0,095 < \mu_R = 0,392 \dots\dots\dots (A_s' = 0)$$

$$\alpha = \frac{(1 - \sqrt{1 - 2\mu})}{0.8} = 0.125$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 17.5(1 - 0.4 \cdot (0.125)) = 16,62 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{Mu}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{0.5 \times 10^5}{16,62 \cdot 3480} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : **1HA12 = 1.13cm²**

-Condition de non Fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot (f_{tj}/f_e) = 0.23 \cdot 12 \cdot 17,5 \cdot (2.1/400) = 0.25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.13 \text{ cm}^2 > 0.25 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification a l'ELS :**

- **En travée :**

$$M_{t \max} = 1.981 \text{ t.m}$$

-Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s d) = 0$$

$$\frac{b \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$32.5x^2 - 15 \cdot 2,26 \cdot (17,5 - x) = 0$$

$$32.5x^2 + 33,9x - 593,25 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 279,77 \Rightarrow x = 3,78 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2 = \frac{65 \cdot (3.78)^3}{3} + 15 \cdot 2,26 (17.5 - 3.78)^2 = 7551,48 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{1.981 \times 10^5 \cdot 3.78}{7551.48} = 99,16 \text{ Kg/cm}^2$$

⇒ 9,91MPa < σ_{bc} = 15MPa.....vérifiée

- **En acier :**

D'après BAEL 91

Fissuration non Préjudiciable : $\sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_s = \frac{15 * M_s * (d-x)}{I} = \frac{15 * 198100 * (17.5 - 3.78)}{7551.48} = 539.88 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_s = 539.880 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_s' = 2020 \text{ kg/cm}^2 \dots \rightarrow$ vérifier

- **En appuis :**

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b_0 * x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' * C' + A_s d) = 0$$

$$\frac{b_0 * x^2}{2} - 15 A_s (d-x) = 0$$

$$6x^2 - 15 * 1.13 * (17.5 - x) = 0$$

$$6x^2 + 16,95x - 296,62 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 86,05 \Rightarrow x = 5,75 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b * x^3}{3} + 15 A_s (d-x)^2 = \frac{12 * 5,75^3}{3} + 15 * 1.13 (17,5 - 5,75)^2 = 3100,58 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

- **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_s * x}{I} = \frac{1.981 * 10^5 * 5.75}{3100.58} = 367.37 \text{ kg/cm}^2$$

$\rightarrow \sigma_b = 3.67 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots$ Vérifiée

- **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{15 * M_s * (d-x)}{I} = \frac{15 * 1.981 * 10^5 * (17.5 - 5.75)}{3100.58} = 11260.83 \text{ kg/cm}^2$$

$= 1126 \text{ MPa} < 2020 \text{ MPa}$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 202 \text{ MPa} = 2020 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 112.6 \text{ MPa} < \sigma_s' = 202 \text{ MPa}$

➤ **Vérification de l'effort tranchant:** (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$T_u \text{ max} = 3.663$

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

$$\tau_u = \frac{3.663 * 10^3}{12 * 17.5} = 17.44 = 1.74 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3.75 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.74 \text{ MPa} < \tau = 3.75 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Choix des armatures transversales: selon le B.A.E.L

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(5,71 ; 1.2 ; 12) \Rightarrow \phi_t \leq 5,71 \text{ mm}$$

On prend un diamètre de $\phi = 8 \text{ mm} \Rightarrow A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$

-Espace des armatures: (Art. A .5 .1, 22, BAEL 91)

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15.75 \text{ cm} , 40 \text{ cm})$$

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

$$\Rightarrow S_{t1} \leq \min(15.75; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 15.75 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{0,9 \times 1.01 \times 4000}{1,15 \times 12 (17,4 - 0,3 \times 21 \times 1)} = 23.73 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S_{t2} \leq 23.73 \text{ cm}$$

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

K= 1 (flexion)

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{1.01 \times 400}{0,4 \times 12} = 84 \text{ cm} \Rightarrow S_{t3} \leq 84 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq \min(15.75; 23.73; 84) \Rightarrow S_t \leq 15.75 \text{ cm}$$

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

➤ **Ferrailage de la dalle de compression :**

La dalle de compression, sera armée par des treillis soudés continus, totalement ancrés dans les appuis de rive.

⇒ On prend un treillis soudé 5/5 (150 x 150).

III.4.7.2.Calcul le terrasse :

ELU :

$$M_{ut} = -0,455 \text{ t.m}$$

$$M_{ua} = -0,315 \text{ t.m}$$

ELS :

$$M_{st} = -0,330 \text{ t.m}$$

$$M_{sa} = 0,132 \text{ t.m}$$

	ELU		ELS		
Terrasse	μ	As	σ_b MPa	σ_s MPa	
Mt	0,087	=0,78 2HA12	0,16	89,93	vérifier
Ma	0,060	=0,53 1HA12	0,24	75,03	vérifier

Tableau (III.1) : ferrailage des poutrelles terrasse à l'ELU et vérification de la contrainte du béton à l'ELS.

➤ **Vérification de l'effort tranchant:** (art .A.5, 1.1 /BAEL 91)

$T_u \text{ max}=0,854$

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

$$\tau_u = \frac{0,854 \cdot 10^3}{12 \cdot 17,5} = 4,06 \text{ Mpa}$$

$\tau = \min(0,15 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3,75 \text{ MPa}$

$\tau_u = 4,06 \text{ MPa} < \tau = 3,75 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

III.4.8.Schéma de ferrailage :

-Les poutrelles intermédiaires :

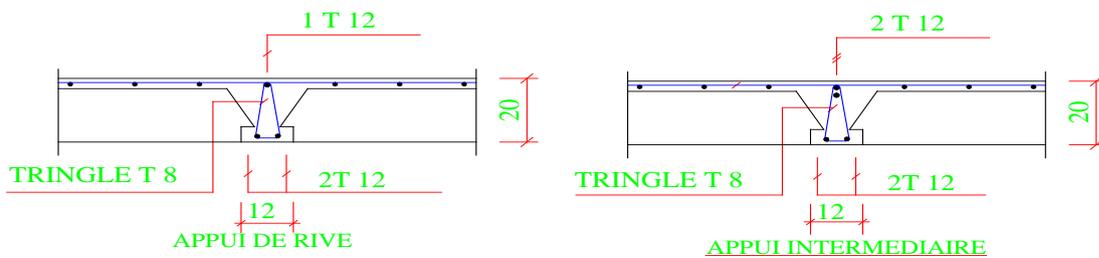


Figure (IV.9) :ferrailage coupe en travée./Figure (IV.10) : ferrailage coupe en appuis.

-Les poutrelles d'extrémités :

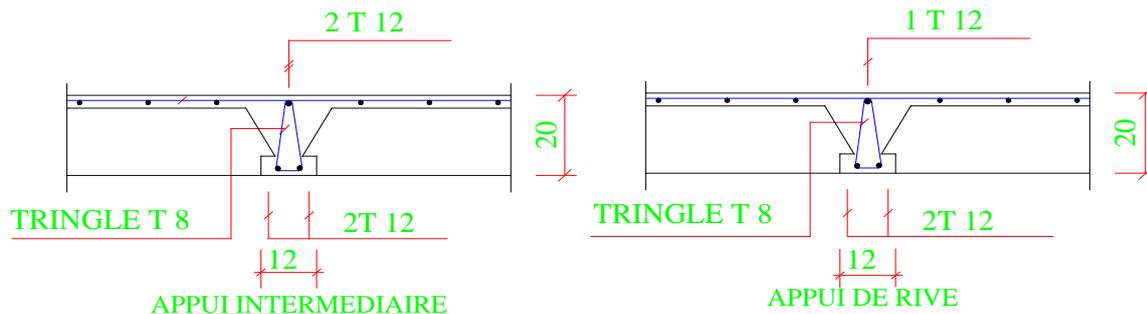


Figure (IV.11) :ferrailage coupe en travée./ Figure (IV.12) : ferrailage coupe en appuis.

➤ **Vérification de la flèche :**

Selon CBA 93 B.6.5.2 on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de procéder au calcul de la flèche si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

a) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \implies \frac{20}{340} \geq \frac{1}{22.5} = 0.058 \geq 0.044 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

b) $\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} \implies \frac{20}{340} \geq \frac{0.330}{10 \cdot 0.660} = 0.058 \geq 0.05 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

c) $\frac{As}{b \cdot d} \leq \frac{3.6}{fe} \implies \frac{2,26}{12 \cdot 17,5} \geq \frac{3.6}{400} = 0.001 \leq 0.009 \dots \dots \dots \text{vérifier}$

III.5. Balcon :

III.5.1. Balcon :

Chacun étage courant dans le bâtiment comporte 4 balcons.
Le balcon sera calculé comme une dalle encastrée en trois extrémités.

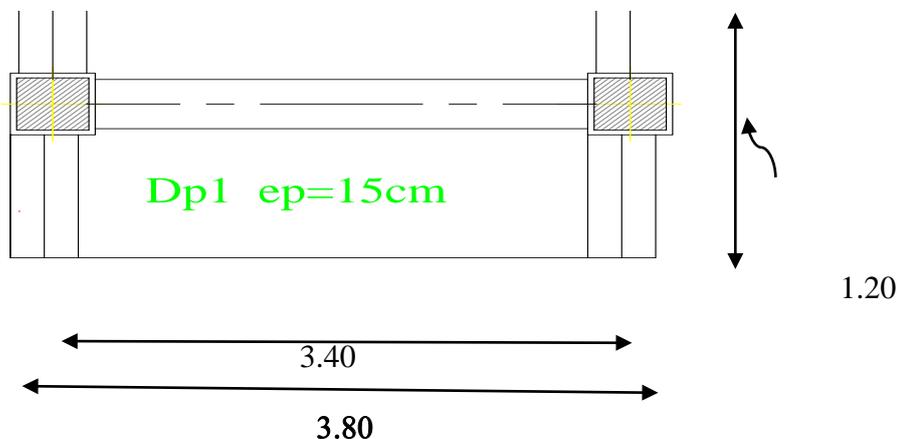


Figure (IV.13) : schéma dalle pleine (balcon).

-Évaluation des charges :

$G=565\text{kg/m}^2 = 5.65\text{kn/m}^2$

$Q=350\text{kg/m}^2 = 3.50\text{kn/m}^2$

III.5.2. Combinaisons des charges :

ELU :

$qu=1.35(5.65)+1.5(3.50)=12.87 \text{ KN/m}^2$

ELS :

$qS=5.65+3.50=9.15\text{KN/m}^2$

$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1.2/3.5 = 0.34$

➤ **Calcul des moments_ (tableaux de BARES)**

ELU :

$$M_{0x} = 12.87 * (1.2) * 0.1028 = 1.58 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 12.87 * (3.5) * 0.0290 = 1.30 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_{tx} = 0.9M_{0x} = 0.9 * 1.58 = 1.422 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{M_{ax} = -0.3M_{0x} = -0.3 * 1.58 = -0.474 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_{ty} = 0.9M_{0y} = 0.9 * 1.30 = 1.17 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{M_{ay} = -0.3M_{0y} = -0.3 * 1.30 = -0.39 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

ELS :

$$M_{0x} = 9.15 * (1.2) * 0.1063 = 1.16 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 9.15 * (3.5) * 0.0335 = 1.07 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_{tx} = 0.9M_{0x} = 0.9 * 1.16 = 1.044 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{M_{ax} = 0.3M_{0x} = 0.3 * 1.16 = -0.348 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{M_{ty} = 0.9M_{0y} = 0.9 * 1.07 = 0.963 \text{ KN.m}} \\ \mathbf{M_{ay} = 0.3M_{0y} = 0.3 * 1.07 = -0.321 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

III.5.3. Calcul de ferrailage :

Sens X :

□ les données :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 15 \text{ cm} \\ b = 100 \text{ cm} \\ c = 2.5 \text{ cm} \\ d = 12.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

ELU :

- **En travée :**

$$M_u = 1.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b * f_{bc} * d^2} = \frac{1.422 * 10^3}{100 * 14.2 * 12.5^2} = 0.0064 < \mu = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0064}}{0,8} = 0,0125$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 * 0,0125) = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_e} = \frac{1.422 * 10^3}{0,99 * 12,5 * 348} = 0,33 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s \text{ calculé}} = \mathbf{0,33 \text{ cm}^2}$$

-Condition de non fragilité : B.A.EL (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0.23b \cdot d \cdot ftj}{f_e} = \frac{0.23 \cdot 100 \cdot 12.5 \cdot ftj}{f_e} = 1.5 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = 0,33 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

On adopte :

$$\mathbf{A_s = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

-L'espacement : BAEL 91 (A5.1.2.2)

En travée :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$$

- **En appui :**

$$M_u = 0.47 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot f_{bc} \cdot d^2} = \frac{0.474 \cdot 10^3}{100 \cdot 14.2 \cdot 12.5^2} = 0.002 < \mu = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,002}}{0,8} = 0,0125$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \cdot 0,0125) = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_e} = \frac{0.474 \cdot 10^3}{0,99 \cdot 12,5 \cdot 348} = 0,11 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{A_{calculé} = 0,11 \text{ cm}^2}$$

-Condition de non fragilité : B.A.EL (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = \frac{0.23b \cdot d \cdot ftj}{f_e} = 1.5 \text{ m}^2$$

En appuis : (Balcon 01 et 02)

$$A_s = 0.11 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1,51 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

On adopte :

$$\mathbf{A_s = 5HA10 = 3,93 \text{ cm}^2}$$

-L'espacement : BAEL 91 (A5.1.2.2)

En appuis :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Les armatures de répartitions:

En travée :

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

Donc : On adopte **5HA8** \Rightarrow $As=2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appuis :

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

Donc : On adopte **5HA8** \Rightarrow $As=2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification a l'ELS :**

-En travée :

$M_s=1.044\text{KN.m}$ → en travée ;

$$As=3.93\text{cm}^2$$

-Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} + 15 (As + As') x - 15 (As' \cdot C' + As d) = 0$$

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} - 15As (d-x) = 0$$

$$50x^2 + 58.95x - 736.87 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 388,39 \Rightarrow x = 3,29 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15As (d-x)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot 3,29^3}{3} + 15 \cdot 3,93 (12,5 - 3,29)^2 = 6187,42 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{1.044 \cdot 10^3 \cdot 3,29}{6187,42} = 0,55 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_b = 0,55 < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

• **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d-x)}{I} = \frac{15 \cdot 1,044 \cdot 10^3 \cdot (12,5 - 3,29)}{6187,42} = 23,30 \text{ MPa}$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 202 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 23,30 \text{ MPa} < \sigma_s' = 202 \text{ MPa}$ Vérifiée

• **En appuis :**

$M_s = 0.348$; $A_s = 3.93 \text{ cm}^2$

-Profondeur de l'axe neutre :

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} + 15 (A_s + A_s') x - 15 (A_s' \cdot C' + A_s d) = 0$$

$$\frac{b_0 \cdot x^2}{2} - 15 A_s (d - x) = 0$$

$$50x^2 + 58.95x - 736.87 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 388,39 \Rightarrow x = 3,29 \text{ cm}$$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \cdot x^3}{3} + 15 A_s (d - x)^2$$

$$I = \frac{100 \cdot 3,29^3}{3} + 15 \cdot 3,93 (12,5 - 3,29)^2 = 6187,42 \text{ cm}^4$$

➤ **Vérification des contraintes :**

• **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{0,348 \cdot 10^3 \cdot 3,29}{6187,42} = 0,18 \text{ MPa}$$

→ $\sigma_b = 0,18 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée

• **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_s \cdot (d - x)}{I} = \frac{15 \cdot 0,348 \cdot 10^3 \cdot (12,5 - 3,29)}{6187,42} = 7,76 \text{ MPa}$$

Fissuration Préjudiciable : $\sigma_s' = 202 \text{ MPa}$

$\sigma_s = 7,76 \text{ MPa} < \sigma_s' = 202 \text{ MPa}$ Vérifiée.

➤ **Les calculs du sens Y sont les mêmes du sens X :**

Tous les résultats sont représentés dans le tableau ci- dessous :

	ELU					ELS		
	Sens	d (cm)	M (KN.m)	μ	A (cm ²)	M (KN.m)	σ_b (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	X	12.5	1.422	0.0064	=0.33 5HA10 3,93cm ²	1.044	0,55	23,30

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III					Eléments secondaires			
	Y	12.5	1.17	0.0052	=0,27 5HA10	0.963	0,5	21.50
appui	X	12.5	0.474	0.0021	=0.11 5HA109 3,93cm ²	0.348	0,18	7,76
	Y	12.5	0.39	0.0017	=0.090 5HA10	0.321	0.17	7.16

Tableau (III.2) : ferrailage des balcons à l'ELU et vérification de la contrainte du béton à l'ELS

➤ Vérifications de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

1- $h/L \geq 1/16 \Rightarrow 0,125 > 0,0625$ vérifiée.

2- $As / bd \leq 4,2 / f_e \Rightarrow 0,003 < 0,0105$ vérifiée

3- $h/L \geq 1/10 (M_t/M_o) \Rightarrow 0,125 > 0,120$ vérifiée

– Longueur de recouvrement :

pour $\varnothing = 10 \Rightarrow L_r = 40\varnothing_l = 40 \times 1,0 = 40$ cm

pour $\varnothing = 8 \Rightarrow L_r = 40\varnothing_l = 40 \times 0,8 = 32$ cm

III.5.4. Schéma de Ferrailage:

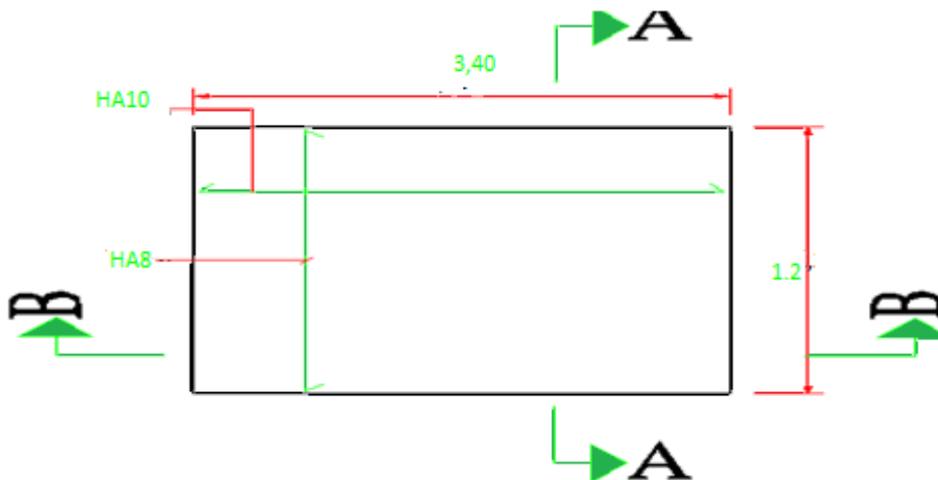


Figure (III.14) : ferrailage du balcon

III.6. Etude de la dalle machine :

III.6.1. Définition de l'ascenseur:

L'ascenseur est un appareil élévatoire installé à demeure comportant une cabine dont les dimensions permettent l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long des guides verticaux dont l'inclinaison sur le vertical est inférieure à 15° . La classe de l'ascenseur est définie selon DTU-75 1 type1).
Classe I: ascenseur destiné au transport des personnes.

a) Caractéristiques :

- Charges nominale
- Nombre des personnes
- Vitesse nominale

b) Définition technique :

Cabine :

Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes à transporter.

Référence :

Type entièrement métallique à un angle droit, ventilation naturelle par plancher et plafond dimension intérieur.

Etrier :

Ossature métallique portant la cabine, il est dimensionné pour supporter sans permanente Les efforts qui s'appliquent en service normal, la cabine n'est pas reliée directement et rigidement au chassé de l'étrier, mais par l'intermédiaire de supports antiviral en caoutchouc, on évite aussi toute transmission de vibration, le mouvement est parfaitement Silencieux.

- **Moteur :**

Ensemble d'organe assurant le mouvement et l'arrêt de l'ascenseur.

- **Régulateur de vitesse :**

Cet appareil a pour fonction de confier les éventuels excès de vitesse dans les deux Sens de marche.

- **Contre poids :**

Il a pour but d'équilibrer le poids de la cabine et une partie de la charge utile on a Réduit ainsi la puissance motrice nécessaire, le contre poids est dimensionne de façon à Équilibre le poids de la cabine plus 40-50% de la charge utile.

- **Amortisseurs :**

Ils sont placés dans la cuvette servant à arrêter la cabine et le contre poids, Les limites des niveaux extrêmes sont dépassées.

III.6.2. Caractéristique de l'ascenseur :

-Capacité : 8 Personnes.

-Vitesse : 0,65 ou 1m/s.

-Charge nominale : 630kg

-**Dimensionnement de la dalle machine :**

Selon les conditions de l'entreprise nationale des ascenseurs : **e= 20cm.**

-**Calcul des Charges Sollicitant la Dalle :**

- Poids de la machine : $C = 844 \text{ kg}$

-Charge nominale : $p = 630 \text{ kg}$

-Le poids de contre poids : $Q = C + 0,45.P = 844 + 0,45(630) = 1127,5 \text{ kg}$

-Vitesse : $v = 1 \text{ m/s}$.

-Dimensionnement de la force d'inertie :

On admet qu'il y a 3 phases de mouvement dans l'ascenseur.

- 1-Mouvement uniforme accéléré lors du démarrage.
- 2- Mouvement uniforme et silencieux, commande par le treuille.
- 3- Mouvement uniforme retarde lors de freinage.

On fait le calcul dans le cas défavorable.

-Détermination de la force d'inertie :

On néglige :

- Le poids de la poulie.
- Les frottements dans les câbles.

D'après le principe dynamique

On a :

$$\Sigma F = M \cdot \gamma$$

$$\left\{ \begin{array}{l} (C + P) - T1 = (Mc+Mp) \gamma \dots\dots\dots(1) \\ Q-T2 = -MQ \cdot \gamma \dots\dots\dots(2) \end{array} \right.$$

-Le poids de la poulie est négligeable :

$$\Sigma M/O = 0 \quad T1 * R = T2 * R \quad T1=T2=T$$

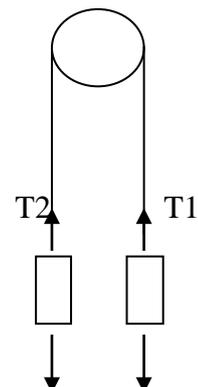
$$(1) = (2) : (C+P)-Q = (mc + mp +mq)$$

Donc : $\gamma = C +P-F/mc+mp+mq$

$$844+630-1127,5/84,4+63-112,75=1,33\text{m/s}^2$$

La force d'inertie est donnée par :

$$Fi = T1+T2 =2T$$



ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III

Eléments secondaires

$$T1 = Q + mq \cdot \gamma = 1127,5 + 1127,5 * 1,33 = 12774,46 \text{ kg}$$

Q T

$$Fi = 2T1 = 2(1277,46) = 2554,92 \text{ kg}$$

P+C

Figure(III.15) : La poulie de la machine

-Calcul de la Force Additionnelle Perturbatrice Provenant de l'Excitation de l'Effet Dynamique :

On néglige l'amortissement du au treuil et on suppose que le moteur est équilibré. La force dynamique maximale est atteinte lorsque le travail est maximum c'est –a-dire pour un déplacement maximum.

$$W = (C+P) \cdot D_{\max}$$

$$\text{Avec } D_{\max} = 30,94 \text{ m}$$

$$W = (844+630) \cdot 30,94 = 45605,56 \text{ kg.m}$$

On prend le cas d'une impulsion rectangulaire, le facteur d'amplification dynamique $D=2$.

$$F_p = D(p+c) = 2(630+844) = 2948 \text{ kg.}$$

-Détermination des charges sollicitant la dalle de la locale machinerie :

-Poids de la machine..... $C = 844 \text{ kg.}$

-Charge nominale utile $P = 630 \text{ kg.}$

-La force d'inertie..... $Fi = 2554,92 \text{ kg.}$

-La force additionnelle perturbatrice..... $F_p = 2948 \text{ kg.}$

-Le poids de contrepoids..... $F = C+0,45P = 1127,5 \text{ kg.}$

-Poids de la machine..... $c' = 4590 \text{ kg.}$

-Evaluation de la charge Permanents :

Dalle en béton armé $0,20 \times 2500 = 500 \text{ kg/m}^2$

Forme de pente medachape « A » $0,03 \times 2000 = 60 \text{ kg/m}^2$

Isolation phonique $0,04 \times 400 = 16 \text{ kg/m}^2$

Mortier de pose $0,03 \times 2000 = 60 \text{ kg/m}^2$

Revêtement dallage $0,02 \times 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$

→ **G = 680 kg/m²**

NB :

Le medachape est un mortier spécial composé de résine, recommandé par le document Technique, son rôle est d'absorber les impacts causés par la machine.

-Charge d'exploitation :

$Q = 100 \text{ kg/m}^2$.

III.6.3. Calcul de la Dalle :

ELU :

$L_x = 2,34 \text{ m}$

$L_y = 2,66 \text{ m}$

-Charge répartie : $C = 4590 / 2,66 \times 2,34 = 737,420 \text{ kg/m}^2$.

-Charge permanente : $G + C = 680 + 737,420 = 1417,42 \text{ kg/m}^2$.

-Charge totale répartie sollicitant la dalle :

$q_u = 1,35G + 1,5Q + (F_i + F_p/S)$

$q_u = 1,35(1417,42) + 1,5(100) + (2554,92 + 2948/2,34 \times 2,66)$

$q_u = 5092,056 \text{ kg/m}^2$.

ELS :

$q_s = (F_i + F_p/S + C + G) = (2554,92 + 2948/2,34 \times 2,66 + 1417,42)$

$q_s = 4445,95 \text{ kg/m}^2$.

-Calcul des moments : D'après B.A.E.L91 :

$L_x / L_y = 2,34 / 2,66 = 0,87 > 0,4$ La dalle porte suivant les deux sens.

ELU :

Les moments fléchissant d'envelopés au centre du panneau ont pour expression :

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2$$

$$M_y = \mu_y * M_x$$

$$\rho = 0,87 \begin{cases} \mu_x = 0,0486 \\ \mu_y = 0,7244 \end{cases}$$

-Moments Isostatiques :

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0,0486 * 50,920 * (2,34)^2 = 13,550 \text{ kn.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0,7244 * 13,55 = 9,81 \text{ kn.m}$$

-Moments de Ferrailage :

Sens-X :

Moment en travées : $M_{tx} = 0,75 * M_x = 0,75 * 13,55 = 10,16 \text{ kn.m}$

Moment en appuis : $M_{ax} = 0,5 * M_x = -0,5 * 13,55 = -6,77 \text{ kn.m}$

Sens-Y :

Moment en travées : $M_{ty} = 0,75 * M_y = 0,75 * 9,81 = 7,35 \text{ kn.m}$

Moment en appuis : $M_{ay} = 0,5 * M_y = -0,5 * 9,81 = -4,90 \text{ kn.m}$

III.6.4.Ferrailage de la Dalle :

Le calcul se fait a l'ELU en flexion simple pour une bande de 1m de largeur.

On a : $c = h / 10 = 20 / 10 = 2 \text{ cm}$ on prend : $c = 2,5 \text{ cm}$.

$b = 100 \text{ cm}$

$h = 20 \text{ cm}$

20



ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre III
fc28 = 25MPA.....FeE400

Eléments secondaires
100



Sens-X :

- **En travée :**

$M_{tx} = 10,16 \text{ kn.m}$; $d = 17,5 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $c=c' = 2,5 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{B(d)^2 \times f_{bc}} = \frac{10,16 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,023 < \mu_t = 0,392.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,023}}{0,8} = 0,037$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17,5(1 - 0,4 \times 0,037) = 17,24 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{10,16 \times 10^3}{17,24 \times 348} = 1,69 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{As calculé} = \mathbf{1,69 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $A_s = 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$.

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times (2,1/400) = 2,11 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2,11 \text{ cm}^2$ Vérifier.

-Espacement :

$$St = 100/(n-1) = 100/5 \quad St = 20 \text{ cm.}$$

- **En appuis :**

Max = 6,77 kn.m ; $d = 17,5 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{B(d)^2 \times f_{bc}} = \frac{6,77 \times 10^3}{100 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,015 < \mu_t = 0,392.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,015}}{0,8} = 0,025.$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 17,5(1 - 0,4 \times 0,025) = 17,32 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{6,77 \times 10^3}{17,32 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{As calculé} = \mathbf{1,12 \text{ cm}^2}$$

On adopte : $A_s : 5T10 = 3,93 \text{ cm}^2$.

-Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 17,5 \times (2,1/400) = 2,11 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3,93\text{cm}^2 > A_{min} = 2,11\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ **Vérifier.**

-Espace :

$St = 100/(n-1) = 100/5 \quad St = 20\text{cm}.$

➤ **Vérification a L'ELS :**

$$\rho = 0,87 \begin{cases} \mu_x = 0,0566 \\ \mu_y = 0,8074 \end{cases}$$

-Moments Isostatiques :

$M_x = \mu_x * q_s * Lx^2 = 0,0566 * 44,459 * (2,34)^2 = 13,77 \text{ kn.m}$

$M_y = \mu_y * M_x = 0,8074 * 13,77 = 11,11 \text{ kn.m}$

-Moments de Ferrailage :

Sens-X :

Moment en travées : $M_{tx} = 0,75 * M_x = 0,75 * 13,77 = 10,32 \text{ kn.m}$

Moment en appuis : $M_{ax} = 0,5 * M_x = 0,5 * 13,77 = 6,88 \text{ kn.m}$

Sens-Y :

Moment en travées : $M_{ty} = 0,75 * M_y = 0,75 * 11,11 = 8,33 \text{ kn.m}$

Moment en appuis : $M_{ay} = 0,5 * M_y = 0,5 * 11,11 = 5,55 \text{ kn.m}$

Verification des contraintes :

En travées :

$M_s = 10,32 \text{ Tm} \quad ; \quad A_s = 3,93 \text{ cm}^2$

-Position de l'axe neutre :

$b * x^2/2 + 15 * A_s * x - 15 * A_s * d = 0 \quad \sqrt{\Delta} = 458,03$

$X = 3,99$

Moment d'Inertie :

$I = \frac{bh^3}{3} + 15AS(d - x)^2 = 0$

$$I = \frac{100 \times 3,99^3}{3} + 15 \times 3,99(17,5 - 3,99)^2$$

$$I = 12876,92 \text{ cm}^4$$

En Béton :

$$\sigma_b = M_s \cdot x / I \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 10,32 \cdot 10^3 \cdot 3,99 / 12876,92 = 1,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 1,56 \text{ MPa} < \sigma_b = 150 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

En Acier :

$$\sigma_s = \frac{15 M_s (d-x)}{I} = \frac{15 \times 10,32 \cdot 10^3 \times (17,5 - 3,99)}{12876,92}$$

$$\sigma_s = 94,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 94,94 \text{ MPa} < \sigma_s = 202 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

Justification de l'Effort Tranchant:

$$V_u = q_u \cdot L_x \cdot L_y / 2 L_y + L_x$$

$$V_u = 9,81 \cdot 2,34 \cdot 2,66 / 2 \cdot 2,66 + 2,34 = 7,97 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{7,97 \cdot 10^3}{100 \cdot 17,5} = 4,55 \text{ kg/cm}^2 = 0,455 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,07 \cdot f_c / 1,5$$

$$\tau_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,455 \text{ MPa} \leq \tau_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier.}$$

-Justification de la Fleche : On doit verifier les conditions suivantes

$$1) - h/L \geq M_t / 20 \cdot M_x \longrightarrow 0,20 / 2,34 \geq \frac{10,32}{20 \cdot 13,77} = \frac{10,16}{20 \cdot 13,55} = 0,037$$

$$0,085 \geq 0,037 \dots \dots \dots \text{cv}$$

$$2) - A / b \cdot d \leq 2 f_e \longrightarrow 1,21 / 100 \cdot 17,5 \leq 0,005$$

$$0,0006 \leq 0,005 \dots \dots \dots \text{cv}$$

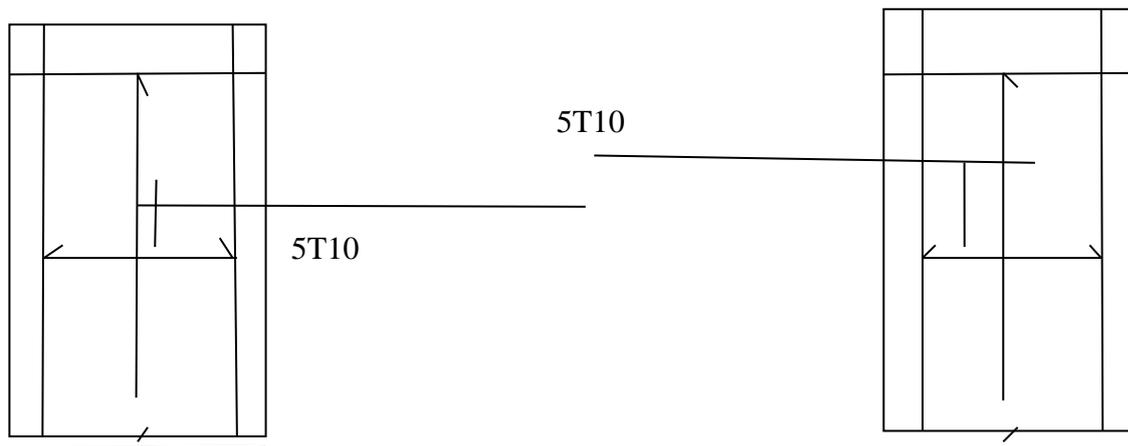
➤ **Les calculs du sens Y sont les mêmes du sens X :**

Tous les résultats sont représentés dans le tableau ci- dessous :

	<i>ELU</i>			<i>ELS</i>		
sens	<i>M KN.m</i>	μ	<i>As(cm²)</i>	<i>M KN.m</i>	$\sigma_b(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
xx	Mt=10,16	0,023	1,69= 3,93 5HA10	Mt=10,32	3,19< 15	162,4< 202
xx	Ma=6,77	0,015	1,12= 3,93 5HA10	Ma=6,88	2,13< 15	108,27< 202
yy	Mt=7,35	0,016	1,21= 3,93 5HA10	Mt=8,33	2,58< 15	131,09< 202
yy	Ma=4,90	0,1	0,7= 3,93 5HA10	Ma=5,55	1,7< 15	87,34< 202

Tableau (III.3) : ferrailage à l'ELU et vérification de la contrainte du béton à l'ELS

III.6.5.Schéma de Ferrailage:



Nappe supérieure

Nappe inférieure

Figure (III.16) : Ferrailage de la dalle machine

Chapitre IV :

Etude Sismique

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1.Introduction :

Les tremblements de terre sont une menace pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur l'ouvrages (tels que la ruine partielle ou totale) et peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme les incendies les explosions. Comme ils sont aussi dangereux par leur effet induit sur les sites naturels tels que les glissements de terrains et les raz-de-marée (tsunami).

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes sismique entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base dans les constructions, provoqués par ces vibrations, engendrent des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

De ce fait, plus construction est lourde et plus l'action sismique est importante.

-IV.2.Logiciel utilisé dans notre mémoire :

IV.2.1. Robot Millenium :

1. Présentation Robot Millenium permet de modéliser tous types de charpentes en 2D ou 3D composées d'élément barre, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique. L'intégration est totale entre le module de calcul et les modules spécifiques tels que le dimensionnement de charpente métallique, le calcul des assemblages ou le béton armé. -Saisie graphique 2D ou 3D - Calcul de structures (RDM) -neige et vent, combinaisons automatiques - dimensionnement : optimisation des structures selon les normes nationales et européennes en béton armé, bois, acier, aluminium

2. Modélisations :

Elément linéaire : barre poutres, câbles –Eléments surfaciques : plaques, coques

-Panneaux orthotropes - Eléments volumiques - Opérations d'édition et de sélection puissantes

Les caractéristiques principales du logiciel ROBOT sont les suivantes :

-définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'édition conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO /DAO -possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes....) - possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure - possibilité d'effectuer le type de

barre lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.

- possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression ; copie des objet vers les autres logiciels)

Le système ROBOT regroupe plusieurs parties (modules) spécialisées dans chacune des étapes de l'étude de la structure (création du modèle de structure, calculs de la structure, dimensionnement).

Les modules fonctionnent dans le même environnement

IV.2.2. Analyse de la structure :

Il est clair que l'une des étapes incontournables lors d'une analyse dynamique d'une la structure est sa modélisation adéquate.

La structure que nous nous proposons de modéliser est un bâtiment qui se distingue par sa forme irrégulière en plan et en élévation, contreventée par un système « portique : poteaux poutres»

-Schéma 3D de la structure :

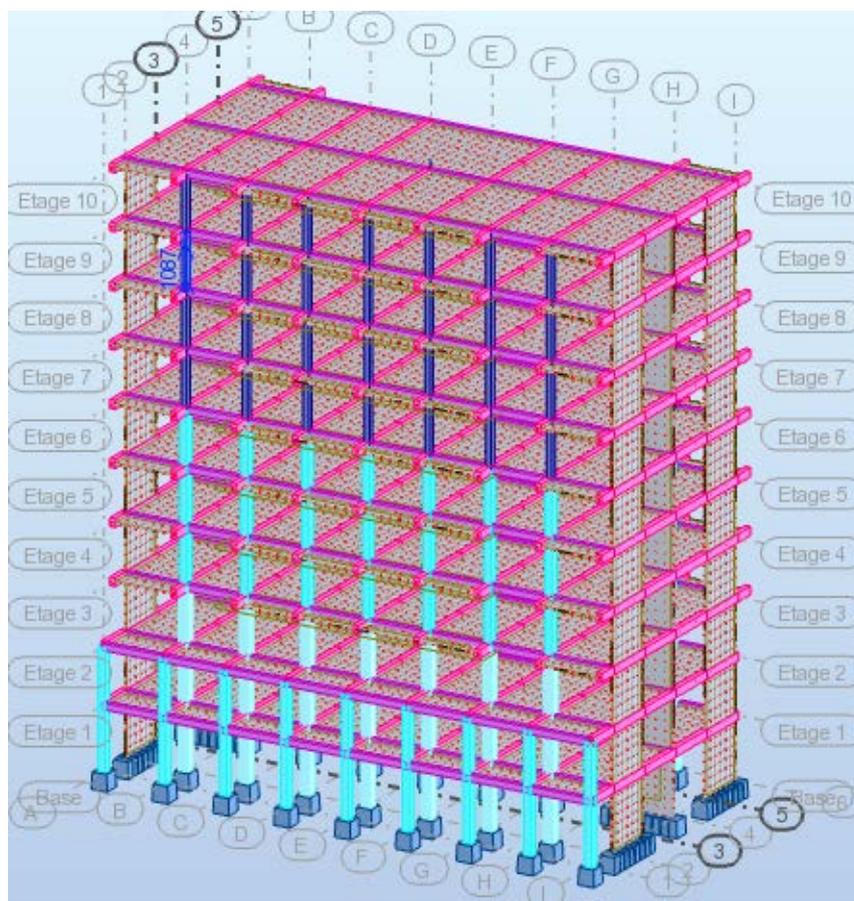


Figure (IV.1) : modélisation 3D de la structure sur Robot

-Disposition des voiles :

Le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- Symétrie dans le système structural pour éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- Eviter des modifications de fond de l'architecture.

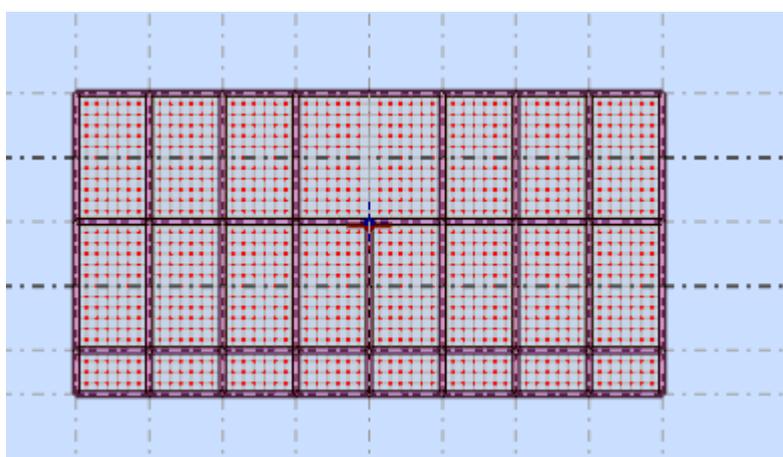
Après plusieurs changements de disposition des voiles on a choisis une variante pour laquelle on a obtenu des résultats vérifiant les conditions de sécurité imposées par le RPA, nous présentons dans ce qui suit la disposition que nous avons adopté

-Schéma 2D des voiles et poteaux de la structure :

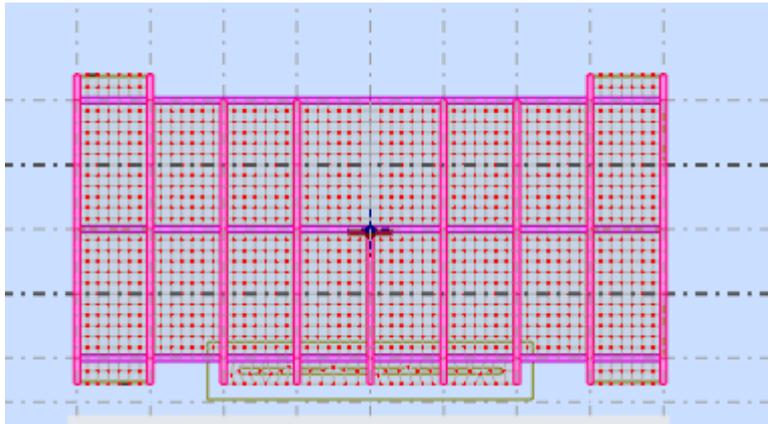


Figure (IV.2) : disposition des voiles

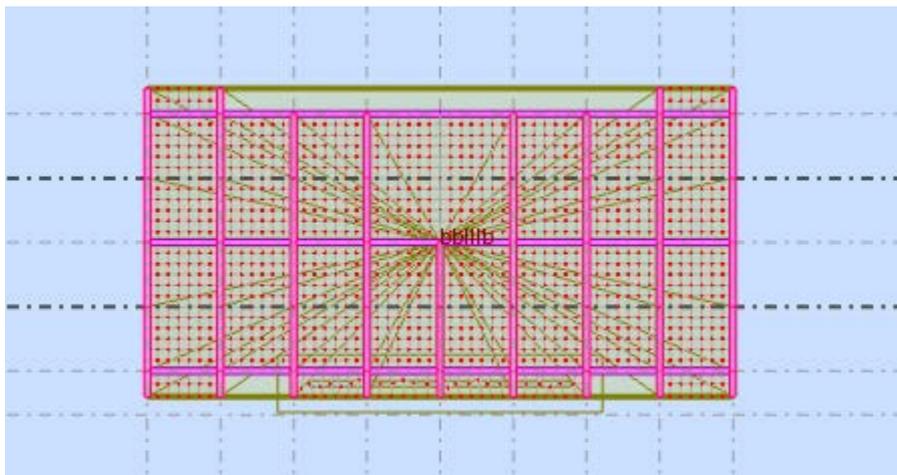
-Schéma 2D de RDC et 1^{er} étage :



-Schéma 2D de l'étage courant et terrasse :



-Schéma 2D de la diaphragme :



-Caractéristique géométrique et massique de la structure :

1. Détermination des masses et centres de masse par étages :

La détermination de centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, planché, escalier, balcons, maçonnerie extérieure).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \text{ et } Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

avec :

M_i = la masse de l'élément i

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global .

2. L'excentricité accidentelle :

Dans notre cas (analyse selon les RPA), l'excentricité théorique calculée doit être comparée à une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.05L$ (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la

direction de l'action sismique). L'excentricité à appliquer au niveau du plancher considéré suivant chaque direction est la plus grande des deux (accidentelle et théorique).

Sens X : $e_{acc} = 0.05 L_X$

Sens Y : $e_{acc} = 0.05 L_Y$

-Note du calcul :

Propriétés du projet: **Structure R+9**

Nom du fichier: **Structure R+9 - Copie - Copie.rtd**

Emplacement: C:

Créé: 03/06/21 18:40

Modifié: 07/06/21 12:57

Taille: 34893824

Auteur:

Bureau:

Adresse:

Caractéristiques de l'analyse de l'exemple:

Type de structure: Coque

Coordonnées du centre géométrique de la structure:

X = 13.600 (m)

Y = 7.625 (m)

Z = 15.470 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 13.550 (m)

Y = 7.628 (m)

Z = 15.943 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure:

I_x = 194164008.335 (kg*m²)

I_y = 310431933.549 (kg*m²)

I_z = 190298000.136 (kg*m²)

Masse = 1944411.880 (kg)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$X = 13.562 \text{ (m)}$$

$$Y = 7.741 \text{ (m)}$$

$$Z = 15.943 \text{ (m)}$$

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

$$I_x = 260153279.829 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_y = 569300493.894 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$I_z = 515155831.975 \text{ (kg*m}^2\text{)}$$

$$\text{Masse} = 3464495.844 \text{ (kg)}$$

Description de la structure

Nombre de noeuds:	17986
Nombre de barres:	926
Eléments finis linéiques:	4320
Eléments finis surfaciques:	17117
Eléments finis volumiques:	0
Liaisons rigides:	552
Relâchements:	0
Relâchements unilatéraux:	0
Relâchements non-linéaires:	0
Compatibilités:	0
Compatibilités élastiques:	0
Compatibilités non-linéaires:	0
Appuis:	72
Appuis élastiques:	0
Appuis unilatéraux:	0
Appuis non-linéaires:	0
Rotules non-linéaires:	0
Cas:	21
Combinaisons:	16

Resumé de l'analyse

Méthode de solution - Multiprocesseur

Nbre de degrés de liberté stat.: 107484

Largeur de la bande

avant/après optimisation: 0 0

Durée des calculs [s]

Durée max agrégation + décomp.: 34

Durée max itér. sur sous-espace: 49

Durée max solution prb. nonlin.: 0

Durée totale: 388

Espace disque et mémoire utilisés [o]

Espace totale du disque utilisé: 305462000

Espace pour fichier TMP solveur: 0

Espace pour itérat. s/sous-esp.: 22356880

Mémoire: 60561384

Elém. diagon. de la matrice de rigidité

Min/Max après décomposition: 6.630832e+05 3.808261e+17

Précision: 2

Liste de cas de charges/types de calculs

Cas 1 : G**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 3.46303e+01 (kN*m)

Précision : 1.27318e-06

Cas 2 : Q**Type d'analyse: Statique linéaire**

Energie potentielle : 2.38857e+00 (kN*m)

Précision : 3.01581e-06

Cas 3 : Modale**Type d'analyse: Modale**

Amortissement : $x = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$

$A = 0.150$

$T_1 = 0.150$

$T_2 = 0.400$

Cas 5 : EY

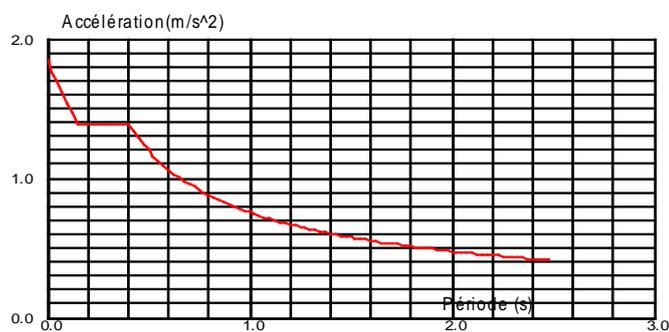
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.150

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa

Usage : 2

Assise : S2

Coefficient de qualité : 1.200

Coefficient de comportement : 3.500

Amortissement : $x = 7.00 \%$

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2+\xi)]^{0.5} = 0.882$

$A = 0.150$

$T_1 = 0.150$

$T_2 = 0.400$

Cas 6 : 1.35G+1.5Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 7 : G+Q

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 8 : G+Q+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 9 : G+Q-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 10 : G+Q+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 11 : G+Q-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 12 : 0.8G+EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 13 : 0.8G-EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 14 : 0.8G+EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 15 : 0.8G-EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 16 : G+Q+1.2EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 17 : G+Q-1.2EX

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 19 : G+Q-1.2EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 20 : G+Q+1.2EY

Type d'analyse: Combinaison linéaire

Cas 21 : **G+0.2Q****Type d'analyse: Combinaison linéaire****Cas 22** : **0,8G****Type d'analyse: Combinaison linéaire**

IV.3. Présentation des différentes méthodes d'estimation des forces sismiques :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une Structure.

On citera :

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

IV.3.1- Méthode statique équivalente :

IV.3.1.1- Conditions d'applications de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes : Notre structure satisfait aux condition de régularités en plan et en élévations, il est situé dans la zone IIa , et il a une hauteur de 30.94 m inférieure à 65.00m dans notre étude , on opte pour la méthode Statique équivalente.

Voir article n : 4.1.2 du RPA 2003

IV.3.1.2- Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamique qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces quelconque fictives dont les considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérés appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

IV.3.1.3- Calcul de la force sismique totale :

La forces sismique totale «V» appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement

deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \left(\frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \right) W$$

-A : Coefficient d'accélération de zone

-R : Coefficient de comportement global de la structure

-D : Facteur de d'amplification dynamique de la structure

-Q : facteur de qualité

-W : Poids de structure

«A» : Coefficient d'accélération de zone

Donnée par tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe du bâtiment

Classification sismique de la wilaya ANNABA zone IIa (moyenne sismique)

Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne

$$\left(\begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique Iia} \end{array} \right) \rightarrow \mathbf{A = 0.15}$$

«D» Facteur d'amplification dynamique moyen :

Fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T)

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

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Site ferme «S₂» → **T₂ = 0.4**

- η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{7(2 + \xi)} = 0.882$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction de matériau constitue, du type de structure de l'importance des remplissage.

$\xi = 7\%$ - donne par le tableau 4.2

-Résultats de l'analyse modale :

Les valeurs des périodes et facteurs de participations modales calculées par le logiciel Robot sont données dans le tableau suivant :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]	Tot.mas.UZ [kg]
3/ 1	0,88	1,14	2,51	63,50	0,0	2,51	63,50	0,0	3464495,84	3464495,84	0,0
3/ 2	0,89	1,12	68,53	66,13	0,0	66,02	2,62	0,0	3464495,84	3464495,84	0,0
3/ 3	1,15	0,87	68,85	67,08	0,0	0,32	0,96	0,0	3464495,84	3464495,84	0,0
3/ 4	2,99	0,33	84,69	67,09	0,0	15,84	0,01	0,0	3464495,84	3464495,84	0,0
3/ 5	3,22	0,31	84,71	83,62	0,0	0,02	16,52	0,0	3464495,84	3464495,84	0,0
3/ 6	4,36	0,23	84,75	83,79	0,0	0,04	0,17	0,0	3464495,84	3464495,84	0,0
3/ 7	6,46	0,15	91,64	83,79	0,0	6,90	0,00	0,0	3464495,84	3464495,84	0,0
3/ 8	7,25	0,14	91,65	91,17	0,0	0,00	7,38	0,0	3464495,84	3464495,84	0,0
3/ 9	9,99	0,10	91,70	91,24	0,0	0,06	0,07	0,0	3464495,84	3464495,84	0,0
3/ 10	10,83	0,09	95,06	91,24	0,0	3,36	0,00	0,0	3464495,84	3464495,84	0,0

Tableau (IV.1) : période et participation massique

- Le premier mode est un mode de translation selon la direction Y avec un taux de participation massique de **63.50%** dans cette direction.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon la direction X avec un taux de participation massique de **66.02%** dans cette direction.
- Le troisième mode est un mode de torsion autour de la direction verticale Z avec un taux de participation massique de **0.04%** (**négligeable** => car elle est parfaitement symétrique).
- La condition de RPA (Art 4.3.4) sur le nombre des modes à retenir est satisfaite à partir du **8ème** mode pour que la masse atteigne les 90%.

A. Estimation de la période fondamentale :

a – Sens longitudinale :

T : période fondamentale de la structure donne par la formule 4.7

$$T = \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}}$$

D = est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée

$$D_x = 27.20 \text{ m} ; h_n = 30.94$$

$$T_1 = \frac{0.09 \times 30.94}{\sqrt{27.20}} = 0.53 \text{ s}$$

$$(T_1 =) > (T_2 = 0.4 \text{ sec}) \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \eta (T_2 / T)^2 = 1.83$$

b- sens transversal :

$$D_y = 14.05 \text{ m} ; h_n = 30.94$$

$$T_1 = \frac{0.09 \times 30.94}{\sqrt{14.05}} = 0.25s$$

$$(T_1 =) > (T_2 = 0.4 \text{ sec}) \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.47$$

-«R» Coefficient de comportement global la structure :

Sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini par le tableau (4.3). **R= 3.5**

Le rapport de voile et poteaux donnée le R=3.5

-«Q» facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4)

$$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$$

P_q : valeurs qui dépende de l'observation ou non du critère de qualité.

$P_q = 0$ pour un critère observé.

$P_q = 0.05$ pour un critère non observé

A-Le sens longitudinal :

	Critère	P_q
1	Condition minimale sur les files de contreventement	0.00
2	Redondance en plan	0.05
3	Régulier en plan	0.00
4	Régularité en élévation	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6	Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
	$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$	1.20

B-Le sens transversal :

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre IV

Etude sismique

	Critère	p_q
1	Condition minimale sur les files de contreventement	0.05
2	Redondance en plan	0.00
3	Régulier en plan	0.00
4	Régularité en élévation	0.00
5	Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6	Contrôle de la qualité d'exécution	0.1
	$Q = 1 + \sum_1^5 p_q$	1.20

Tableau (IV.2) : valeurs des pénalités

-Poids total :

Selon RPA 99/V2003 (Art 4.2.3) il faut prendre la totalité des charges permanentes avec une fraction β des charges d'exploitation.

Poids total de la structure W égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i).

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau 4.5 du RPA99 /v2003.
=>le bâtiment à usage d'habitation ---> $\beta = 0.2$

Le poids total de la structure a été calculé en utilisant le logiciel Robot, la valeur trouvée est :

$$W = 34644.95 \text{ KN}$$

-«W» : calcul les poids total de la structure :

-Poids total de la structure W :

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre IV

Etude sismique

Noeud/Cas/Mode	FX [kG]	FY [kG]	FZ [kG]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
Cas	1 - G					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	3319559,91	0,82	-0,91	0,02
Somme réactions	-0,00	0,00	3319559,91	254189,01	-441772,88	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-3319559,91	-254189,01	441772,88	0,0
Vérification	-0,00	0,00	-0,00	0,01	0,00	-0,00
Précision	3,72368e-06	2,25341e-16				
Cas	2 - Q					
Mode						
Somme totale	-0,00	0,00	724679,68	-1,06	-0,40	0,01
Somme réactions	-0,00	0,00	724679,68	54927,12	-96165,33	-0,00
Somme efforts	0,0	0,0	-724679,68	-54927,12	96165,33	0,0
Vérification	-0,00	0,00	0,00	0,01	0,00	-0,00
Précision	2,11784e-06	2,44171e-15				

G= 3319559,91 kg

Q=724679,68 kg

W=G+β*Q= 3319559,91 +0,2* 724679,68 =3464495.84Kg

W=3464495.84 KN

➤ Vérifications règlementaires :

B. Effort normal réduit :

On entend par effort normal réduit, le rapport :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{cj}}$$

Avec :

- N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton
- B_c : est l'aire (section brute) de cette dernière
- f_{cj} : est la résistance caractéristique du béton

La vérification de l'effort normal réduit est résumée dans le tableau suivant :

Niv	Nd(KN)	Bc (cm ²)suivant la condition	h(cm)	b(cm)	b*h (cm ²)	Robot	v
						$v \leq 0.3$	
9eme	251,13	334,84	30	30	900	verifiée	0,11
8ème	292,97	390,62666 7	30	30	900	verifiée	0,13
7ème	429,66	572,88	30	30	900	verifiée	0,19
6ème	569,01	758,68	30	30	900	verifiée	0,25
5eme	709,32	945,76	40	40	1600	verifiée	0,18

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre IV

Etude sismique

4eme	848,06	1130,7466 7	40	40	1600	verifiée	0,21
3eme	990,23	1320,3066 7	40	40	1600	verifiée	0,25
2EME	1138,68	1518,24	50	50	2500	verifiée	0,18
1ere	1289,28	1719,04	50	50	2500	verifiée	0,21
RDC	1444,78	1926,3733 3	50	50	2500	verifiée	0,23

Tableau (III.3) : vérification de l'effort normal réduit.

D'après les résultats du tableau, la condition $v \leq 0.3$ est **vérifiée**.

Calcul de l'action sismique :

La force sismique V_{ST} appliquée à la base de structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{ST} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \dots \text{(formule 4.1 de RPA 99/ version 2003)}$$

Paramètres	A	D	R	W (KN)	Q	V_{st} (KN)
Sens x	0.15	1.83	3.5	34644.95	1.20	3260.58
Sens y		1.47		34644.95		2619.15

Tableau (III.4) : la force sismique à la base par la méthode statique équivalente.

La vérification de la résultante sismique est résumée dans le tableau suivant :

	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	V_{dyn} (KN)	$V_{dyn} > 0.8V_{st}$
Ex	2608.46	2616.40	Vérifier
Ey	2095.32	2102.30	Vérifier

Tableau (III.5) : vérification de la force sismique à la base.

D'après les résultats du tableau, la condition $V_{dyn} > 0.8V_{st}$ est **vérifiée**.

C. Vérification de l'excentricité :

D'après l'article 3.5.1 du RPA 99/V2003 : à chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas **15%** de la dimension du bâtiment perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

L'analyse automatique par le logiciel Autodesk Robot a donné les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Etag e	Lx [m]	Ly [m]	ex0 [m]	ey0 [m]	15%*Lx[m]]	15%*Ly[m]]	vérificatio n ex	vérificatio n ey
1	27,2	14,05	0,21	1,07	4,08	2,1075	OK	OK

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre IV

Etude sismique

2	27,2	14,05	0,22	1,07	4,08	2,1075	OK	OK
3	27,2	14,4	0	0,17	4,08	2,16	OK	OK
4	27,2	14,4	0	0,19	4,08	2,16	OK	OK
5	27,2	14,4	0	0,19	4,08	2,16	OK	OK
6	27,2	14,4	0	0,19	4,08	2,16	OK	OK
7	27,2	14,4	0	0,2	4,08	2,16	OK	OK
8	27,2	14,4	0	0,2	4,08	2,16	OK	OK
9	27,2	14,4	0	0,2	4,08	2,16	OK	OK
10	27,2	14,4	0	0,35	4,08	2,16	OK	OK

Tableau (III.6) : vérification de l'excentricité

D'après les résultats des excentricités dans chaque étage représenté dans le tableau précédent, ne dépassent pas les 15% alors la condition de l'art 3.5.1 de l'RPA /v2003 est vérifiée.

D. Les déplacements latéraux inter-étage :

Selon le RPA99/Version2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage (h).

- Δ_k : le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	Hauteur étage [m]	dr UX [cm]	dr UX [m]	vérification
1	3,4	0,6	0,006	OK
2	3,06	1,2	0,012	OK
3	3,06	1,5	0,015	OK
4	3,06	1,8	0,018	OK
5	3,06	1,8	0,018	OK
6	3,06	1,8	0,018	OK
7	3,06	1,9	0,019	OK
8	3,06	1,8	0,018	OK
9	3,06	1,6	0,016	OK
10	3,06	1,5	0,015	OK

Etage	Hauteur étage [m]	dr UY [cm]	dr UY [m]	vérification
1	3,4	0,4	0,004	OK
2	3,06	0,8	0,008	OK
3	3,06	1,2	0,012	OK

4	3,06	1,4	0,014	OK
5	3,06	1,6	0,016	OK
6	3,06	1,6	0,016	OK
7	3,06	1,6	0,016	OK
8	3,06	1,5	0,015	OK
9	3,06	1,4	0,014	OK
10	3,06	1,4	0,014	OK

Tableau (III.7) : vérification des déplacements inter-étage

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, alors la condition de l'art 5.10 de l'RPA /V2003 est **vérifiée**.

E. Les déplacements max au sommet :

Déplacements maximaux au niveau du sommet du bâtiment ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur du bâtiment.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	Hauteur totale [m]	UX [cm]	UX [m]	vérification
10	30,94	15,5	0,155	OK
Etage	Hauteur totale [m]	UY [cm]	UY [m]	vérification
10	30,94	13	0,13	OK

Tableau (III.8) : vérification des déplacements max au sommet.

On remarque que le déplacement maximal au sommet dans les deux sens est inférieur au centième de la hauteur totale du bâtiment. Donc la condition est **vérifiée**.

F. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

Selon RPA99/V2003 (Art 5.9) les effets du 2° ordre (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite a tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1$$

- P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »
- V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »
- Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »
- h_k : hauteur de l'étage « k »

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Etage	P _K [kN]	dr UX [cm]	dr UX [m]	FX [kN]	Hauteur d'etage [m]	θ	vérification
1	33975,1	0,6	0,006	2616,39	3,4	0,022915566	OK
2	29868,11	1,2	0,012	2533,51	3,06	0,04623224	OK
3	26119,43	1,5	0,015	2379,73	3,06	0,053802919	OK
4	22699,82	1,8	0,018	2208,52	3,06	0,060460559	OK
5	19344,4	1,8	0,018	2014,08	3,06	0,056497551	OK
6	15988,98	1,8	0,018	1809,79	3,06	0,051968915	OK
7	12683,47	1,9	0,019	1601,83	3,06	0,04916475	OK
8	9427,87	1,8	0,018	1357,04	3,06	0,04086693	OK
9	6172,28	1,6	0,016	1048,67	3,06	0,030775515	OK
10	2916,69	1,5	0,015	606,65	3,06	0,023567955	OK

Etage	P _K [kN]	dr UY [cm]	dr UY [m]	FY [kN]	Hauteur d'etage [m]	θ	vérification
1	33975,1	0,4	0,004	2102,29	3,4	0,019012936	OK
2	29868,11	0,8	0,008	2044,81	3,06	0,038187686	OK
3	26119,43	1,2	0,012	1920,27	3,06	0,053341008	OK
4	22699,82	1,4	0,014	1773,57	3,06	0,058557252	OK
5	19344,4	1,6	0,016	1620,39	3,06	0,062421509	OK
6	15988,98	1,6	0,016	1457,82	3,06	0,057347622	OK
7	12683,47	1,6	0,016	1284,94	3,06	0,051612369	OK
8	9427,87	1,5	0,015	1098,59	3,06	0,042067604	OK
9	6172,28	1,4	0,014	860,27	3,06	0,032825961	OK
10	2916,69	1,4	0,014	494,81	3,06	0,026968601	OK

Tableau (III.9) : justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.

On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est largement satisfaite, on peut donc négliger l'effet P-Δ dans le calcul des éléments structuraux

G. Vérification au renversement :

Pour que tout soit au renversement on doit vérifier la relation suivante :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Avec :

- **M_S** : moment stabilisant.
- **M_R** : moment renversement.

1/Selon l'axe X:				
	0.8G	EY	Ms/Mren	vérification
Mx [KN.m]	203351,21	31880,21	6,378603215	OK
2/Selon l'axe Y:				
	0.8G	EX	Ms/Mren	vérification
My [KN.m]	353418,31	22476,16	15,72414105	OK

Tableau (IV.10) : vérification au renversement

D'après le tableau $\frac{M_s}{M_r} > 1.5$, donc l'ouvrage est stable au renversement dans les deux sens.

Conclusion:

Toutes les exigences de sécurité par le RPA sont satisfaites, donc on peut passer au ferrailage des éléments

Chapitre V :

Ferraillage des éléments structuraux

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

V.1. Les poteaux :

V.1.1. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations, est soumis à un effort normal «N» et à un moment de flexion «M» dans les deux les sens longitudinal et transversal .Donc ils sont calculées en flexion composée.

Rq : puisque les poteaux ne sont pas exposer aux intempéries, la fissuration est préjudiciable.

V.1.1.2. Calcul de ferrailage de poteau (50x50) cm^2 :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

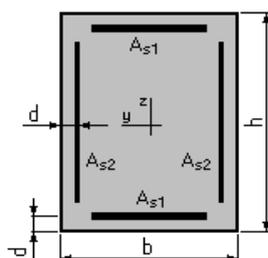
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- Fissuration préjudiciable
- Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 50,0$ (cm)

$h = 50,0$ (cm)

$d = 3,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N ^O	Type	N (kN)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
1.	ELU	2602,03	3,93	5,96
2.	ELS	1444,78	1,73	2,35
3.	ELA	946,68	152,10	8,55
4.	ELA	1182,03	11,35	148,20
5.	ELA	1907,40	2,34	51,33

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 2,5$ (cm ²)	Section théorique $A_{s2} = 1,5$ (cm ²)
Section minimum $A_{s \min} = 8,0$ (cm ²)	Section maximum $A_{s \max} = 125,0$ (cm ²)
théorique $\square = 0,32$ (%)	
minimum $\square_{\min} = 0,16$ (%)	maximum $\square_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N^O 1: Type ELU $N = 2602,03$ (kN) $M_y = 3,93$ (kN*m) $M_z = 5,96$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,37 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 84,5$ (cm)

Bras de levier: $Z = 30,3$ (cm)

Déformation du béton: $\square_b = 3,07$ (‰)

Déformation de l'acier: $\square_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\square'_s = 347,8$ (MPa)

Cas N^O 2: Type ELS $N = 1444,78$ (kN) $M_y = 1,73$ (kN*m) $M_z = 2,35$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,72

Position de l'axe neutre: $y = +$ infini

Bras de levier: $Z = 30,8$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\square_b = 5,5$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\square'_s = 82,7$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\square_s \text{ lim} = 201,6$ (MPa)

Cas N^O 3: Type ELA $N = 946,68$ (kN) $M_y = 152,10$ (kN*m) $M_z = 8,55$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,09 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 30,5$ (cm)

Chapitre V

Ferrailage des éléments structuraux

Bras de levier: $Z = 37,5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 2,31$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 400,0$ (MPa)

Cas N^O 4: Type ELA $N = 1182,03$ (kN) $M_y = 11,35$ (kN*m) $M_z = 148,20$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,08 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 37,1$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35,7$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 1,39$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 277,2$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 400,0$ (MPa)

Cas N^O 5: Type ELA $N = 1907,40$ (kN) $M_y = 2,34$ (kN*m) $M_z = 51,33$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 2,18 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 57,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 24,9$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,24$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 400,0$ (MPa)

-Section minimale (RPA) :

selon RPA99 v2003 : $0.8\% B = 0.008 * 50 * 50 = 20$

section totale : **8HA16 + 4HA14**

8HA16 + 4HA14 $A_s = 16,08 + 6,16 = 22.24 \text{ cm}^2$

On adopte : $4HA16+2HA14=11.12\text{cm}^2$ sur une face car $11.12\text{cm}^2 > 8\text{cm}^2$

-Condition non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h = \frac{2,1}{400} \times 50 \times 50 = 13.12 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ tot} = 22.24 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 13.12 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

➤ **Vérification selon (RPA99 V2003) :**

$$0.8\% \rightarrow \text{Zone II} \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \times b \times h = 0,8\% \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage max :

$$4\% \text{ en zone courante} \rightarrow 4\% \times 50 \times 50 = 100 > 22.24$$

$$6\% \text{ en zone recouvrement} \rightarrow 6\% \times 50 \times 50 = 150 > 22.24$$

La distance entre les barre $\rightarrow e=12\text{cm} < 25 \rightarrow$ vérifier

$$\emptyset \text{ min} = 16 > 12 \rightarrow \text{vérifier}$$

➤ **Armateur transversale :**

Le ferrailage transversal est réalisé par des cadres et des épingles, servent à reprendre, les efforts tranchants et évitent le flambement des barres verticales.

$$A_t = \frac{\rho \cdot V_u \cdot t}{h \cdot f_e}$$

D'après le B.A.E.L :

$$\emptyset_t \geq \frac{1}{3} \emptyset_{\text{Imax}} = \frac{1}{3} \times 16 = 5.33 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_t = 10 \text{ mm}$$

Donc : on adopte **2HA10** = 1.57 cm^2

L'espacement :

$$S_t \leq \min(15\emptyset_{\text{Imin}} ; 40 \text{ cm} ; \text{plus petit côté} + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15 \times 1,6 ; 40 \text{ cm} ; 50 + 10 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(24 ; 40 ; 60) \Rightarrow S_t \leq 24 \text{ cm}$$

Donc: **$S_t = 20 \text{ cm}$**

Selon le R.P.A :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\phi_1 ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \times 1,6 ; 15 \text{ cm}) = \min(16 ; 15 \text{ cm}) = 15 \Rightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

S_t = 10 cm

- **Dans la zone courante :**

$$S_t \leq 15\phi_1 = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$$

S_t = 15 cm

-longueur de recouvrement :

$$L > 40\phi = 40 \times 1,6 \Rightarrow L = 64 \text{ cm} \Rightarrow L = 70 \text{ cm}$$

$$L_r = 40\phi_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après le B.A.E.L :

$$V_u = 54,28 \text{ KN}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{54280}{500 \times 470} = 0,23 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

D'après le R.P.A :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \cdot f_{c28} \dots\dots\dots (\text{Article 7.3})$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{i} \text{ avec } : i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$L_f = 0,7L_o \text{ (encasté à la base et articulé en haut)}$$

$$B = b \times h = 50 \times 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{50 \times 50^3}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43 \text{ cm}$$

-RDC=3,4m

$$L_f = 0,7 \times 340 = 238 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{238}{14.43} = 16.49 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \overline{\tau_{bu}} = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$

-ETAGE COURANT =3,06m

$$L_f = 0,7 \times 306 = 214,2 \text{ cm}$$

$$\lambda_g = \frac{214,2}{14.43} = 14,84 > 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075$$

$$\overline{\tau_{bu}} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau_u = 0,21 \text{ MPa} < \overline{\tau_{bu}} = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$

➤ **Vérification à L'ELS :**

-Vérification de la contrainte du béton :

$$\frac{Bx^2}{2} - 15A_s(d - x) = \frac{50x^2}{2} - 15 \times 22.24 \times (47 - x) = \sqrt{\Delta} = 1295.84$$

$$x = 9.62 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = \frac{M_{as}x}{I}$$

$$\sigma_b = 5.78 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{bc}$$

V.1.1.3. Calcul de ferrailage de poteau (40x40) cm² :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

1. Hypothèses:

ETUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre V

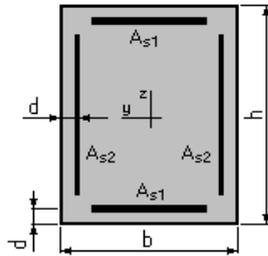
Ferrailage des éléments structuraux

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
 - * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
 - * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 40,0$ (cm)

$h = 40,0$ (cm)

$d = 3,0$ (cm)

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	M_y (kN*m)	M_z (kN*m)
1.	ELU	1749,37	9,12	17,24
2.	ELS	990,23	3,33	6,76
3.	ELA	546,58	161,36	7,73
4.	ELA	113,47	16,55	146,79
5.	ELA	221,70	2,55	30,01

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique $A_{s1} = 4,6$ (cm²)

Section théorique $A_{s2} = 4,9$ (cm²)

Section minimum $A_{s \min} = 6,4$ (cm²)

Section maximum $A_{s \max} = 80,0$ (cm²)

théorique $\square = 1,19$ (%)

minimum $\square_{\min} = 0,20$ (%)

maximum $\square_{\max} = 5,00$ (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 1749,37 (kN)** **$M_y = 9,12$ (kN*m)** **$M_z = 17,24$ (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,50 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 60,6$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23,2$ (cm)

Déformation du béton: $\square_b = 3,21$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 347,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 990,23 (kN)** **M_y = 3,33 (kN*m)** **M_z = 6,76 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,50

Position de l'axe neutre: $y = 215,0$ (cm)

Bras de levier: $Z = 23,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,0$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 88,3$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \text{ lim}} = 201,6$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 546,58 (kN)** **M_y = 161,36 (kN*m)** **M_z = 7,73 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,20 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 15,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 32,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 5,09$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 400,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELA **N = 113,47 (kN)** **M_y = 16,55 (kN*m)** **M_z = 146,79 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 9,3$ (cm)

Bras de levier: $Z = 35,8$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 2,99$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 387,3$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELA $N = 221,70$ (kN) $M_y = 2,55$ (kN*m) $M_z = 30,01$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 7,31 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 28,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 28,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 1,53$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 306,2$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 400,0$ (MPa)

-Section minimale (RPA) :

selon RPA99 v2003 : $0.8\% B = 0.008 * 40 * 40 = 12.8$

section totale : **8HA16**

On adopte : 4T16 $A_s = 8.04 \text{ cm}^2$ sur une face car $8.04 \text{ cm}^2 > 6.4 \text{ cm}^2$

-Condition non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h = \frac{2,1}{400} \times 40 \times 40 = 8.4 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ tot}} = 16.08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 8.4 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

➤ **Vérification selon (RPA99 V2003) :**

$$0.8\% \rightarrow \text{Zone II} \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \times b \times h = 0,8\% \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage max :

$$4\% \text{ en zone courante} \rightarrow 4\% * 40 * 40 = 64 > 16.08$$

$$6\% \text{ en zone recouvrement} \rightarrow 6\% * 40 * 40 = 96 > 16.08$$

La distance entre les barre $\rightarrow e = 12 \text{ cm} < 25 \rightarrow$ vérifier

$$\emptyset \text{ min} = 16 > 12 \rightarrow \text{vérifier}$$

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

D'après le B.A.E.L :

Chapitre V
 $V_u = 51,55 \text{ KN}$

Ferrailage des éléments structuraux

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{51550}{400 \times 370} = 0,34 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,34 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$

V.1.1.4. Calcul de ferrailage de poteau (30x30) cm² :

Calcul de Section en Flexion Déviée Composée

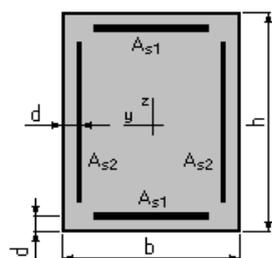
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

- * Fissuration préjudiciable
 - * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
 - * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$b = 30,0 \quad (\text{cm})$

$h = 30,0 \quad (\text{cm})$

$d = 3,0 \quad (\text{cm})$

3. Efforts appliqués:

Cas N°	Type	N (kN)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
1.	ELU	994,24	6,16	11,29
2.	ELS	569,01	2,00	4,51
3.	ELA	106,28	84,89	3,55
4.	ELA	100,72	2,63	77,48

ETUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre V				Ferrailage des éléments structuraux
5.	ELA	724,72	3,11	43,32

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique A_{s1}	= 5,0 (cm ²)	Section théorique A_{s2}	= 2,7 (cm ²)
Section minimum $A_{s \min}$	= 4,8 (cm ²)	Section maximum $A_{s \max}$	= 45,0 (cm ²)
théorique ρ	= 1,72 (%)		
minimum ρ_{\min}	= 0,27 (%)	maximum ρ_{\max}	= 5,00 (%)

Analyse par Cas:

Cas N° 1: Type ELU **N = 994,24 (kN)** **M_y = 6,16 (kN*m)** **M_z = 11,29 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,59 Pivot: C

Position de l'axe neutre: $y = 41,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16,2$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,31$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 347,8$ (MPa)

Cas N° 2: Type ELS **N = 569,01 (kN)** **M_y = 2,00 (kN*m)** **M_z = 4,51 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 2,46

Position de l'axe neutre: $y = 111,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 16,6$ (cm)

Contrainte maxi du béton: $\sigma_b = 6,1$ (MPa)

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0$ (MPa)

Contrainte de l'acier:

comprimée: $\sigma'_s = 88,4$ (MPa)

Contrainte limite de l'acier:

$\sigma_{s \lim} = 201,6$ (MPa)

Cas N° 3: Type ELA **N = 106,28 (kN)** **M_y = 84,89 (kN*m)** **M_z = 3,55 (kN*m)**

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 7,8$ (cm)

Bras de levier: $Z = 24,6$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 9,10$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 400,0$ (MPa)

Cas N° 4: Type ELA $N = 100,72$ (kN) $M_y = 2,63$ (kN*m) $M_z = 77,48$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,09 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 7,9$ (cm)

Bras de levier: $Z = 24,5$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 8,79$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 400,0$ (MPa)

Cas N° 5: Type ELA $N = 724,72$ (kN) $M_y = 3,11$ (kN*m) $M_z = 43,32$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,88 Pivot: B

Position de l'axe neutre: $y = 26,4$ (cm)

Bras de levier: $Z = 18,1$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 3,50$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 0,38$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 76,8$ (MPa)

comprimée: $\sigma'_s = 400,0$ (MPa)

-Section minimale (RPA) :

selon RPA99 v2003 : $0.8\% B = 0.008 * 30 * 30 = 7.2$

section totale : 8HA14

On adopte : 4HA14 $A_s = 6.16 \text{ cm}^2$ sur une face car $6.16 \text{ cm}^2 > 4.8 \text{ cm}^2$

-Condition non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot h = \frac{2,1}{400} \times 30 \times 30 = 4.72 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ tot} = 12.32 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4.72 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

➤ **Vérification selon (RPA99 V2003) :**

$$0.8\% \rightarrow \text{Zone II} \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \times b \times h = 0,8\% \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage max :

$$4\% \text{ en zone courante} \rightarrow 4\% \times 30 \times 30 = 36 > 12,32$$

$$6\% \text{ en zone recouvrement} \rightarrow 6\% \times 40 \times 40 = 54 > 12.32$$

La distance entre les barre $\rightarrow e = 12 \text{ cm} < 25 \rightarrow$ vérifier

$$\emptyset \text{ min} = 14 > 12 \rightarrow \text{vérifier}$$

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

D'après le B.A.E.L :

$$V_u = 41,54 \text{ KN}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

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

$$\overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{41540}{300 \times 270} = 0,5 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,5 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

Les résultats calculée sont présentés sur le tableau suivant :

Niveaux	Section	Section b'acier	Choix des barres
RDC	50*50	22.24	8HA16+4HA14
1er +2ème	50*50	22.24	8HA16+4HA14
3,4.5 ème	40*40	16.08	8HA16
6,7,8,9ème	30*30	12.32	8HA14

ETUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre V

Ferrailage des éléments structuraux

Tableau (V.1) : ferrailage des poteaux.

Les résultats de Robot et calculée sont présentés sur le tableau suivant :

Poteau	Armateur transversal	St zone nodale (cm)	St zone courante (cm)	Longueur recouvrement (cm)	ρd	λg	Lf (cm)	
RDC: 50*50	2HA10	10	15	16 \varnothing =64 14 \varnothing =56	2.5	16.49 i=14.43	238	vérifiée
50*50	2HA10	10	15	16 \varnothing =64 14 \varnothing =56	2.5	14.84 i=14.43	214.2	vérifiée
40*40	2HA10	10	15	16 \varnothing =64	2.5	18.56 i=11.54	214.2	vérifiée
30*30	2HA8	10	15	14 \varnothing =56	2.5	24.73 i=8.66	214.2	vérifiée

Poteau	σ_b MPa	σ_{bc} MPa	
RDC: 50*50	5.5	15	vérifiée
50*50	5.5	15	vérifiée
40*40	6	15	vérifiée
30*30	6.1	15	vérifiée

Tableau (V.2) : vérification de la contrainte du béton

V.1.2. Schéma de ferrailage :

-POTEAUX (50*50) :

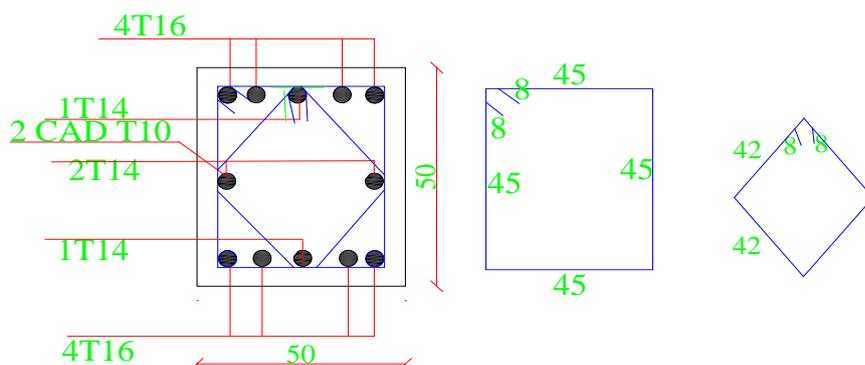
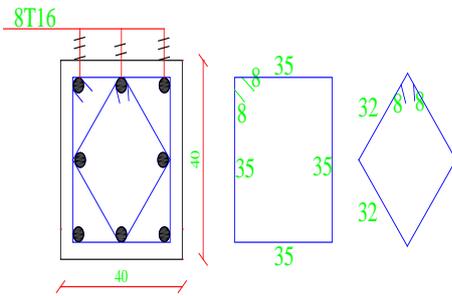


Figure (V.1) : ferrailage des sections de la P1

-P0TEAUX (40*40) :



P0TEAUX (30*30) :

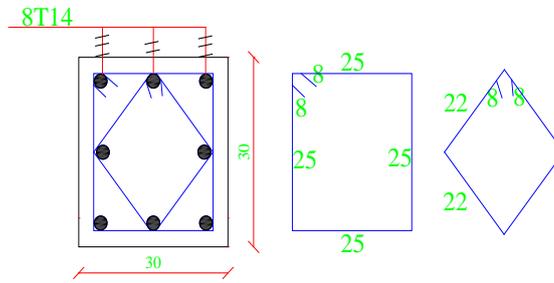


Figure (V.2) : ferrailage des sections de la P2-Figure (V.3) : ferrailage des sections de la P3

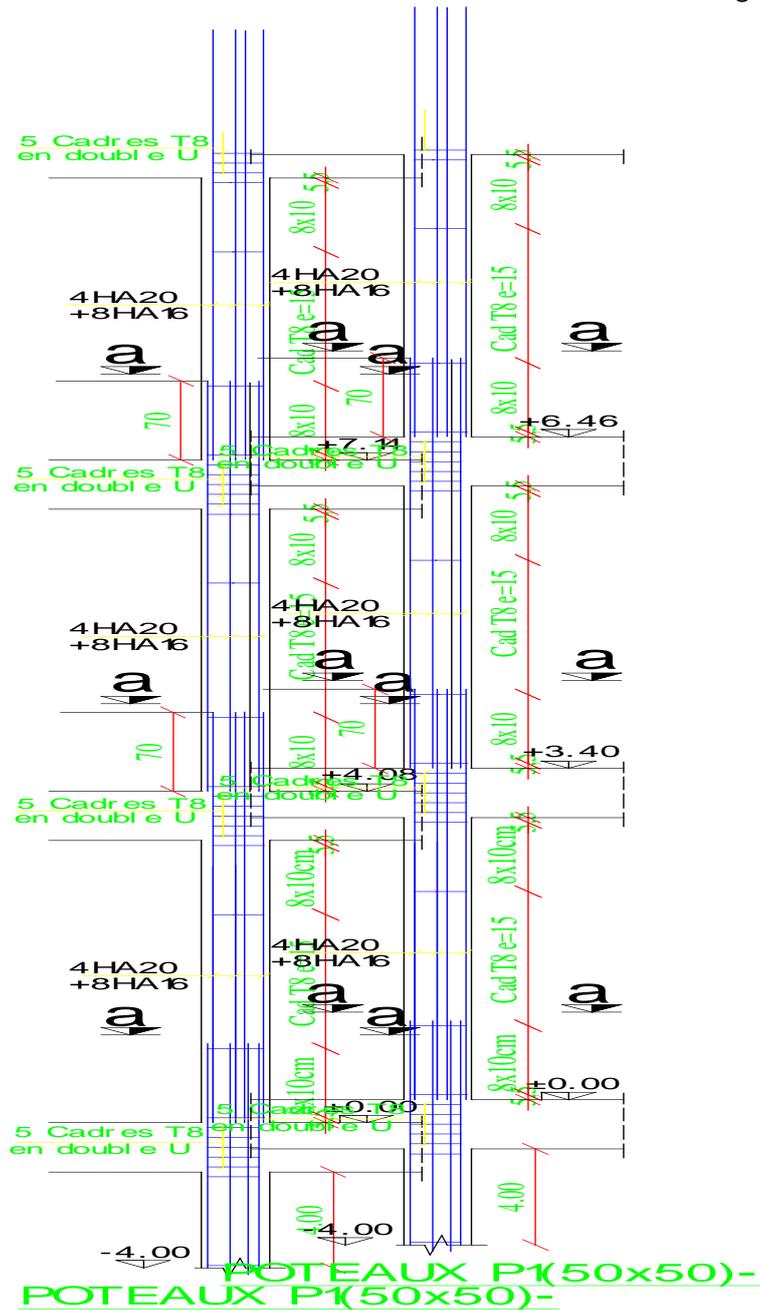


Figure (V.4) : ferrailage coupe des poteaux

V.2. Les poutres :

- Introduction :

Les sollicitations dues aux charges verticales sont calculées à l'aide du logiciel de calcul ROBOT MILLENNIUM. Nous présentons ci-dessous un exemple des résultats du logiciel pour le cas d'une poutre principal (file B entre les files 6 et 10) et pour le cas d'une poutre secondaire (file 3 entre les files A et H) et ce pour les combinaisons principales ELU, ELS et ELA (max).

V.2.1. Rôle et définition :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargées pour reprendre les charges et surcharges, se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

V.2.2. Calcul de ferrailage :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination de la section des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

V.2.2.1. Les poutres principales :

A. Poutre principal (30*45):

Exemple de calcul :

En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{96,60 \times 10^3}{30 \times 42,5^2 \times 14,2} = 0,125 < \mu = \bar{0},392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,125}}{0,8} = 0,175$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,175) = 0,93$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_e} = \frac{96,60 \times 10^3}{0,93 \times 42,5 \times 348} = 7,02 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ calculé} = 7,02 \text{ cm}^2$$

On adopte : **As : 3HA16+3HA14=10,65 cm²**

En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{131,27 \times 10^3}{30 \times 42,5^2 \times 14,2} = 0,170 < \mu = \bar{0},392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,170}}{0,8} = 0,25$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,25) = 0,9$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_e} = \frac{131,27 \times 10^3}{0,9 \times 42,5 \times 348} = 9,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ calculé} = \mathbf{9,54 \text{ cm}^2}$$

On adopte : **As : 3HA16+3HA14=10,65 cm²**

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 42,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,53 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

En appuis :

$$A_s = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,53 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

Section minimale (RPA) :

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \times h = 0,5\% \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_s \text{ min} , A_s \text{ BAEL} , A_s \text{ calcul})$$

Section maximale (RPA) :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \times h \Rightarrow \text{Zone courante (Travée)}$$

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \times h \Rightarrow \text{Zone recouvrement (appuis)}$$

En travée :

$$A_{\max} = 4\% \cdot b \times h = 4\% \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10,65 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

En appuis:

$$A_{\max} = 6\% \cdot b \times h = 6\% \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10,65 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 81 \text{ cm}^2 \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

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

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$V_u = 124,89 \text{ KN}$$

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

$$\overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,97 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,97 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33\text{MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

-Armatures transversales :

$$\emptyset_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset_1 \right) = \min (12,85 ; 30 ; 16)$$

$$\emptyset_t \leq 12,85 \text{ mm} \Rightarrow \emptyset_t = 8 \text{ mm}$$

Section minimale des armatures transversales (RPA) :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t \min} = 1,8\text{cm}^2$$

Donc : on prend $\Rightarrow 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

L'espacement d'armatures transversales :

Selon le RPA :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset \right) = \min (11,25; 19,2) = 10$$

S_t = 10 cm

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5$$

S_t = 20 cm

pour $\varnothing = 14 \Rightarrow L_r = 40\varnothing_1 = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$

pour $\varnothing = 16 \Rightarrow L_r = 40\varnothing_1 = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$

Remarque :

Le nombre des cadres est calculé conformément à la longueur de la poutre.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appuis ou de l'encastrement (RPA).

V.2.3.Schéma de ferrailage :

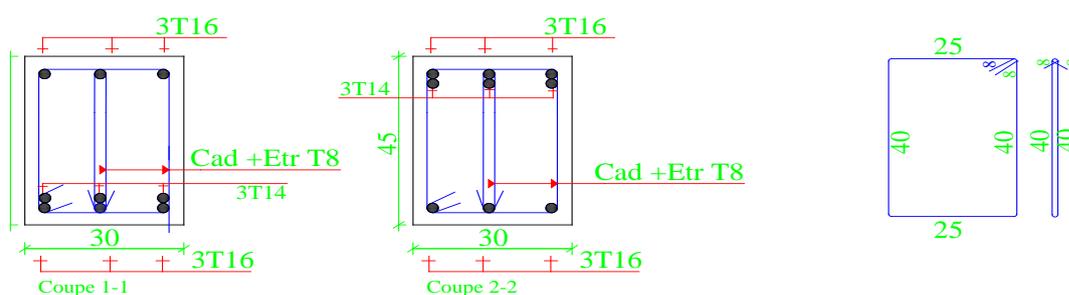


Figure (V.5) : ferrailage coupe en travée et en appuis.

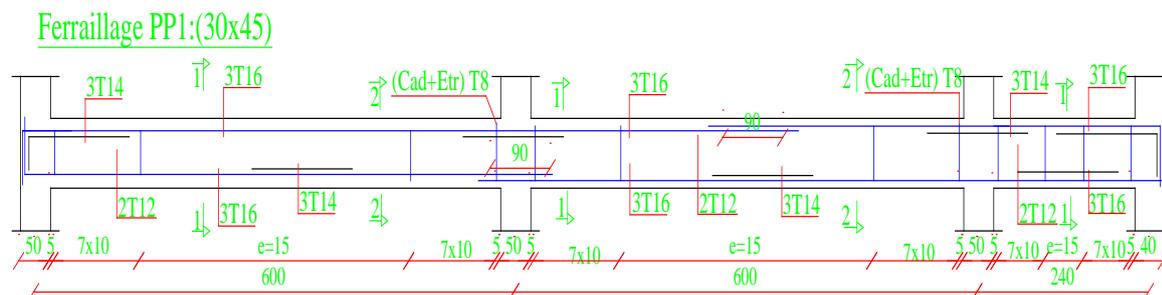


Figure (V.6) : ferrailage des poutres principales.

A.Poutre secondaire (30*35):

- En travée:

Calcul de Section en Flexion Simple

1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0 \text{ (MPa)}$

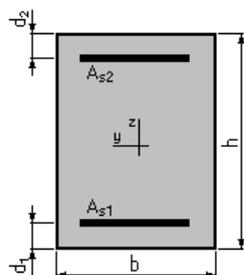
Acier: $f_e = 400,0 \text{ (MPa)}$

* Fissuration préjudiciable

* Prise en compte des armatures comprimées

* Pas de prise en compte des dispositions sismiques

2. Section:



$b = 30,0 \text{ (cm)}$

$h = 35,0 \text{ (cm)}$

$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$

$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	23,68	0,00
Etat Limite de Service	13,43	0,00
Etat Limite Ultime (Accidentel)	53,62	-61,90

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 4,3 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 5,0 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\square = 0,96 \text{ (\%)} $		
minimum	$\square_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 23,68 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,96 Pivot: A

Position de l'axe neutre: $y = 3,5 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 31,1 \text{ (cm)}$

Déformation du béton: $\square_b = 1,19 \text{ (\%)}$

Déformation de l'acier: $\square_s = 10,00 \text{ (\%)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\square_s = 347,8 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\square'_s = 65,7 \text{ (MPa)}$

Cas ELS $M_{\text{max}} = 13,43 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité: 1,93

Position de l'axe neutre: $y = 8,6 \text{ (cm)}$

Bras de levier: $Z = 29,6 \text{ (cm)}$

Contrainte maxi du béton: $\square_b = 2,5 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite: $0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$

Contrainte de l'acier:

tendue: $\square_s = 104,3 \text{ (MPa)}$

comprimée: $\square'_s = 26,4 \text{ (MPa)}$

Contrainte limite de l'acier:

$$\sigma_s \text{ lim} = 201,6 \text{ (MPa)}$$

Cas ELA $M_{\text{max}} = 53,62$ (kN*m) $M_{\text{min}} = -61,90$ (kN*m)

Coefficient de sécurité: 1,00 Pivot:A

Position de l'axe neutre: $y = 3,7$ (cm)

Bras de levier: $Z = 31,0$ (cm)

Déformation du béton: $\epsilon_b = 1,29$ (‰)

Déformation de l'acier: $\epsilon_s = 10,00$ (‰)

Contrainte de l'acier:

tendue: $\sigma_s = 400,0$ (MPa)

comprimée: $\sigma_s' = 84,6$ (MPa)

RPA : $A_{\text{totale}} = 5\% * b * h = 5.25 \text{ cm}^2$

BAEL : $A_{\text{min}} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e = 1.17 \text{ cm}^2$

$A_s = \max (A_s \text{ min}, A_s \text{ BAEL}, A_s \text{ calcul})$

$$A_s = 4,3 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s : 3\text{HA}16 = 6,03 \text{ cm}^2$

- **En appuis :**

Calcul de Section en Flexion Simple

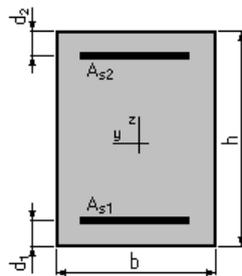
1. Hypothèses:

Béton: $f_{c28} = 25,0$ (MPa)

Acier: $f_e = 400,0$ (MPa)

- * Fissuration préjudiciable
 - * Prise en compte des armatures comprimées
 - * Pas de prise en compte des dispositions sismiques
 - * Calcul suivant BAEL 91 mod. 99

2. Section:



$$b = 30,0 \text{ (cm)}$$

$$h = 35,0 \text{ (cm)}$$

$$d_1 = 2,5 \text{ (cm)}$$

$$d_2 = 2,5 \text{ (cm)}$$

3. Moments appliqués:

	M_{max} (kN*m)	M_{min} (kN*m)
Etat Limite Ultime (fondamental)	0,00	-45,70
Etat Limite de Service	0,00	-26,46

ETUDE D'UN BÂTIMENT A USAGE D'HABITATION R+9

Chapitre V		Ferrailage des éléments structuraux
Etat Limite Ultime (Accidentel)	107,24	-123,81

4. Résultats:

Sections d'Acier:

Section théorique	$A_{s1} = 8,8 \text{ (cm}^2\text{)}$	Section théorique	$A_{s2} = 10,4 \text{ (cm}^2\text{)}$
Section minimum	$A_{s \text{ min}} = 1,1 \text{ (cm}^2\text{)}$		
théorique	$\square = 1,97 \text{ (\%)} $		
minimum	$\square_{\text{min}} = 0,11 \text{ (\%)} $		

Analyse par Cas:

Cas ELU $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -45,70 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	2,39	Pivot: A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,3 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 30,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\square_b = 1,95 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier:	$\square_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\square_s = 347,8 \text{ (MPa)}$	
comprimée:	$\square'_s = 205,7 \text{ (MPa)}$	

Cas ELS $M_{\text{max}} = 0,00 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -26,46 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	2,31	
Position de l'axe neutre:	$y = 11,7 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 28,6 \text{ (cm)}$	
Contrainte maxi du béton:	$\square_b = 3,3 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite:	$0,6 f_{cj} = 15,0 \text{ (MPa)}$	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\square_s = 87,4 \text{ (MPa)}$	
comprimée:	$\square'_s = 38,4 \text{ (MPa)}$	
Contrainte limite de l'acier:	$\square_{s \text{ lim}} = 201,6 \text{ (MPa)}$	

Cas ELA $M_{\text{max}} = 107,24 \text{ (kN*m)}$ $M_{\text{min}} = -123,81 \text{ (kN*m)}$

Coefficient de sécurité:	1,00	Pivot:A
Position de l'axe neutre:	$y = 5,3 \text{ (cm)}$	
Bras de levier:	$Z = 30,4 \text{ (cm)}$	
Déformation du béton:	$\square_b = 1,95 \text{ (\%)} $	
Déformation de l'acier:	$\square_s = 10,00 \text{ (\%)} $	
Contrainte de l'acier:		
tendue:	$\square_s = 400,0 \text{ (MPa)}$	
comprimée:	$\square'_s = 205,3 \text{ (MPa)}$	

RPA : $A_{\text{totale}} = 5\% * b * h = 5.25 \text{ cm}^2$

BAEL : $A_{\text{min}} = 0,23 * b * d * f_{t28} / f_e = 1.17 \text{ cm}^2$

$A_s = \max (A_{s \text{ min}}, A_{s \text{ BAEL}}, A_{s \text{ calcul}})$

$A_s = 10,4 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_s : 3HA16 + 3HA14 = 10,65 \text{ cm}^2$

Condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 32,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,17 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$A_s = 6,03 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

En appuis :

$$A_s = 10,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,17 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

Section minimale (RPA) :

$$A_{\min} = 0,5\% b \times h = 0,5\% \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2$$

Section maximale (RPA) :

$$A_{\max} = 4\% b \times h \Rightarrow \text{Zone courante (Travée)}$$

$$A_{\max} = 6\% b \times h \Rightarrow \text{Zone recouvrement (appuis)}$$

En travée :

$$A_{\max} = 4\% b \times h = 4\% \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,03 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

En appuis:

$$A_{\max} = 6\% b \times h = 6\% \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 10,65 \text{ cm}^2 < A_{\max} = 63 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{O.K}$$

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

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{fissuration peu nuisible}$$

$$V_u = 84,97 \text{ KN}$$

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

$$\tau_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,87 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,87 \text{ MPa} < \tau_{u\text{lim}} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

-Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l \right) = \min(10; 30; 16)$$

$$\phi_t \leq 10 \text{ mm} \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Section minimale des armatures transversales (RPA) :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t\text{min}} = 1,8 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend \Rightarrow **4HA8 = 2,01 cm²**

L'espacement d'armatures transversales :

Selon le RPA :

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right) = \min(8,75; 19,2) = 10$$

S_t = 10 cm

- Dans la zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5$$

S_t = 20 cm

Vérification des espacements :

Selon le B.A.E.L 91 :

$$S_{t1} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min(29,25; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq 29,25 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{\gamma_s \times b (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} \Rightarrow S_{t2} \leq \frac{0,9 \times 2,01 \times 4000}{1,15 \times 30 (8,7 - 0,3 \times 21 \times 1)} = 87,39 \text{ cm} \Rightarrow S_{t2} \leq 87,39 \text{ cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_{t3} \leq \frac{2,01 \times 4000}{0,4 \times 30} = 67 \text{ cm} \Rightarrow S_{t3} \leq 67 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3}) \Rightarrow S_t \leq \min(29,25; 87,39; 67) \Rightarrow S_t \leq 29,25 \text{ cm}$$

Alors : **S_t = 20 cm**

V.3. Voile :

COMBINAISONS DES ACTIONS POUR LES VOILES

V. 3.1. INTRODUCTION :

Les voiles sont des éléments en béton armé ou la longueur est au moins quatre fois supérieure à la largeur. Ils servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations

L'action sismique est considérée comme une action accidentelle au sens de la philosophie de calcul aux états limite, les combinaisons d'action à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont données par le règlement parasismique algérien 99.

G+Q+E :

Cette combinaison comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique, du fait que cette charge d'exploitation est toute à fait importable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60) peut effectivement représenter l'effort des accélérations verticales des séismes.

0.8G+E :

Cette combinaison tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'action d'accélération vertical .

V. 3.2. Classification des types de voiles :

- Voile pleine où -voile sans raidisseur
- Voile avec raidisseur
- Voile avec une seule file d'ouverture
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures

V.3.3. Caractéristiques Géométrique :

Des Voiles Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base,

Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont l'élanement (rapport hauteur H sur la largeur du voile L), les armatures (pourcentages et dispositions) et la contrainte normale moyenne.

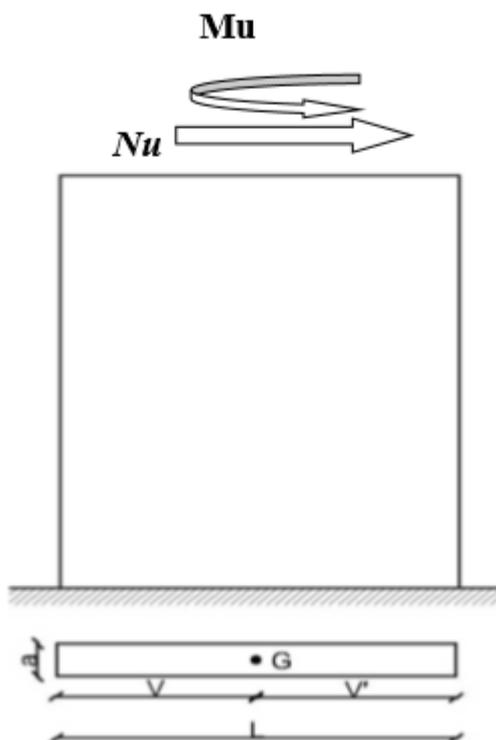


Figure (V.9) : Voile plein

--Selon RPA 2003 :

Les voiles seront sollicitées par :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action sismique.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Dans notre cas les efforts engendrés par le séisme ont donné des bandes partiellement comprimées sous l'effet des charges horizontales et verticales par conséquent le ferraillage se fera par rapport aux conditions minimales imposées par le RPA.

- Des aciers verticaux « armatures de répartition ».
- Des aciers horizontaux.

- **Aciers horizontaux** : (article 7.7.4.2.RPA99/2003).

Les barres horizontales doivent être de crochets à 1350 ayant une longueur de $10\varnothing$. Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Aciers verticaux** : (article 7.7.4.1.RPA99/2003).

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20%. Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de zone tendue devant rester au moins égale à 0.20% de la section horizontale du béton tendu. Les barres verticales des zones extrêmes devaient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement). A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

- **Règles communes :** L'espacement minimum d'armatures horizontales et verticales des voiles, est donné comme suit :

-Globalement dans la section du voile 0.15%.

- En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1.10v/f_e$. Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.4. Méthode De Calcul Des Voile methode De Contrainte :

- Etude de la section soumise à la flexion composée :

On détermine les contraintes par la formule de NAVIER-BERNOUILLI :

$$\sigma_{a,b} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y$$

Avec :

N : effort normal agissant sur le refond considéré.

M : moment de flexion agissant sur le refond considéré.

I : moment d'inertie du refond considéré.

Y : centre de gravité de la section du voile dans le sens du plan moyen.

Remarque :

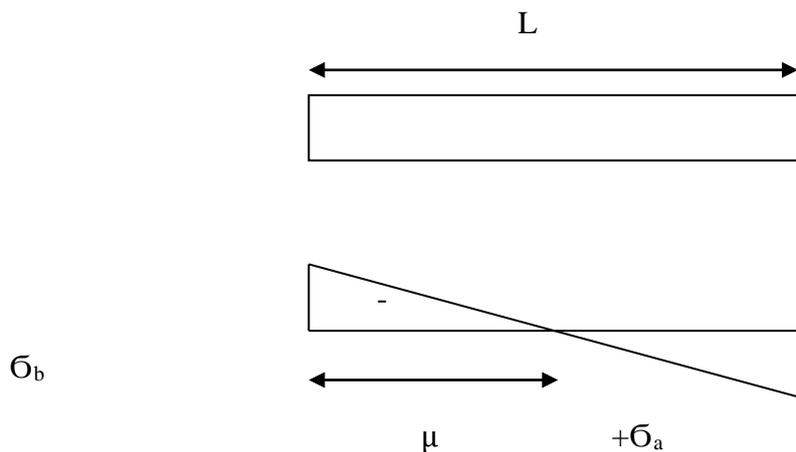
Si σ_a et σ_b sont de signe négatif on aura une section entièrement tendue (SET).

Si σ_a et σ_b sont de signe positif on aura une section entièrement comprimée (SEC).

Si σ_a et σ_b sont de signe contraire on aura une section partiellement comprimée (SPC).

➤ **Section partiellement comprimée (tendue):**

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendue : $[\mu]$ en utilisant les triangles semblables :



$$\text{Tang} \alpha = \frac{\sigma_a}{L - \mu} = \frac{\sigma_b}{\mu} \Rightarrow \mu = \frac{L}{\left[\frac{\sigma_a}{\sigma_b} + 1\right]}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$T = (\sigma_b \times \mu \times b) / 2$$

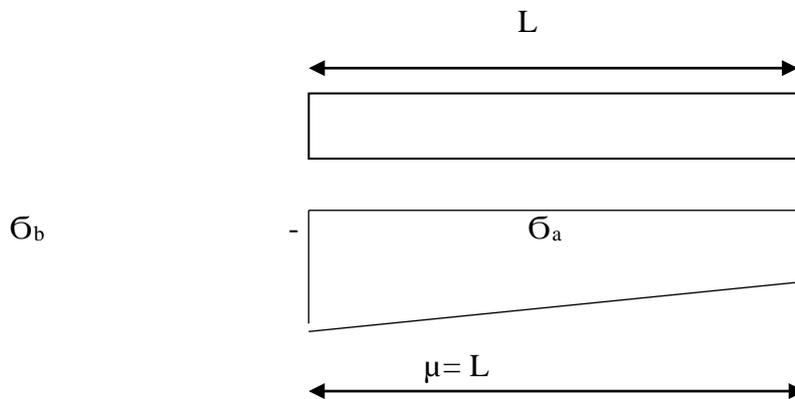
La section d'acier nécessaire est donnée par :

$$A_s = \frac{T}{\left[\frac{f_e}{\gamma_s}\right]}$$

➤ **Section entièrement tendue :**

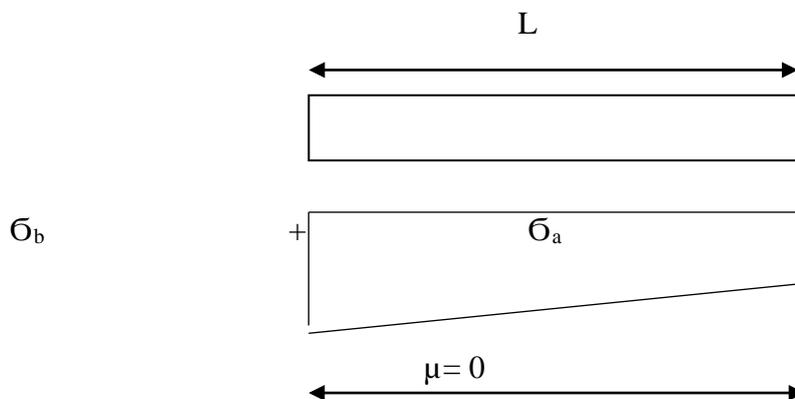
Dans le cas on a deux contraintes de traction longueur tendue $[\mu]$ est égale à (L) l'effort de traction est égale à: $T = 0.5 \times (\mu \times \mu b) \times \mu \times b$

La section d'armature est: $A_s = T / [(f_e / \gamma_s)]$



➤ **Section entièrement comprimée:**

Dans ce cas on a deux contraintes de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).



➤ **Combinaisons de calcul :**

Selon le RPA 99 les combinaisons des actions à considérer pour la détermination des sollicitations et de déformations de calcul sont:

$G+Q+1.2 E$

$G+Q+E$

$0.8G+E$

Remarque :

Le calcul se fera sur une bande verticale de largeur d

$d \leq \min (h_e/2 ; 2L_c/3)$. Avec:

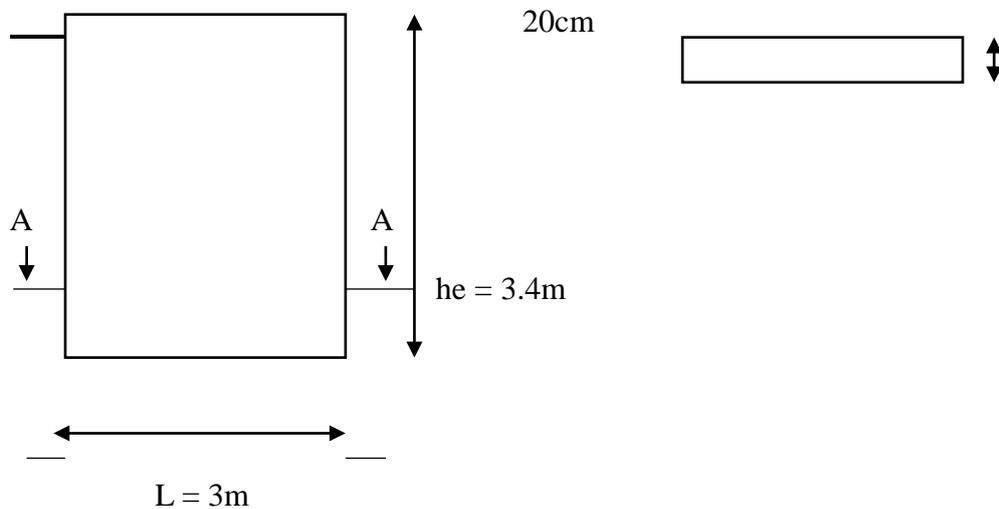
L_c : étant la longueur de la zone comprimée

et h_e : hauteur libre de niveau.

V.3.5.Exemple de calcul d'un voile disposé dans le sens Y au niveau SS:

-Voile selon Y :

V.3.5.1.Ferraillage de voile sans ouverture :



Remarque :

Le calcul se fera sur une bande verticale de largeur d

$d \leq \min (h_e/2 ; 2L_c/3)$. Avec:

L_c : étant la longueur de la zone comprimée

et h_e : hauteur libre de niveau.

-Exemple de calcul d'un voile disposé dans le sens Y au niveau SS:

$L=b = 3\text{ m}$;

$h_e=3.4\text{m}$

et $e= 0.2\text{m}$.

$N_u = 303,29\text{KN}$

$M=3433,54\text{KN.m}$

$T=750,74\text{KN}$

$$S = b \times h = 0.2 \times 3 = 0,60m^2 = 6000 cm^2$$

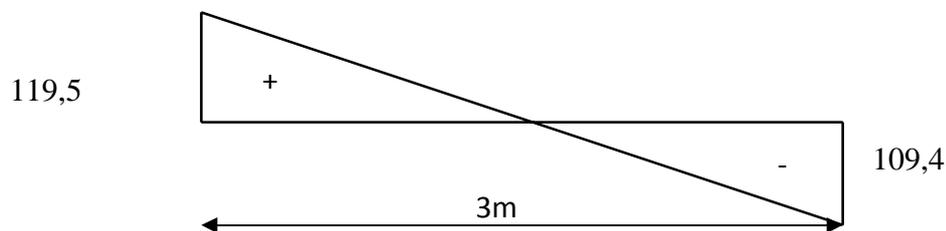
$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{0.2 \times (3)^3}{12} = 0.45m^4 = 4,5 \times 10^7 cm^4$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1.5 m = 150 cm$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_g &= \frac{Nu}{S} - \frac{Mu}{I} V = \frac{303,29 \times 10^2}{6000} - \frac{3433,54 \times 10^4}{4,5 \times 10^7} \cdot 150 = 119,5 kg/cm^2 \\ \sigma_d &= \frac{Nu}{S} - \frac{Mu}{I} y = \frac{303,29 \times 10^2}{6000} \pm \frac{3433,54 \times 10^4}{4,5 \times 10^7} \cdot 150 = 109,4 kg/cm^2 \end{aligned} \right.$$

Donc la section est partiellement comprimée

*longueur de flambement : $l_f = 0.8 \times h = 0.8 \times 3.40 = 2,72$



$$l_t = \frac{L \sigma_g}{\sigma_d + \sigma_g} = \frac{300 \times 119,5}{119,5 + 109,4} = 156 cm$$

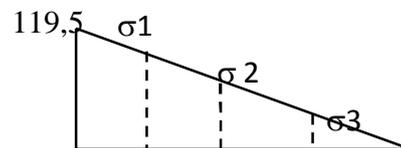
-Zone tendue :

Bande 1 :

$$\frac{119,5}{156} = \frac{\sigma_1}{104} \leftrightarrow \sigma_1 = 79,66 kg/cm^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{119,5 + 79,66}{2} = 99,58 kg/cm^2$$

$$A_s = \frac{F \times S}{f_e} = \frac{99,58 \times 20 \times 52}{4000} = 25,89 cm^2$$



Espacement : $A_s / 3 = 8,63 cm^2$

On adopte : 14 HA16/face = $A_s = 28,15 cm^2 \rightarrow$ **7HA16 $A_s = 14,07 cm^2$**

Bande 2 :

$$\frac{79,66}{104} = \frac{\sigma_2}{52} \leftrightarrow \sigma_2 = 39,83 kg/cm^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 59,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{F \times S}{f_e} = \frac{59,74 \times 20 \times 52}{4000} = 15,53 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8 HA16/face = $A_s = 16,08 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **4HA16** $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

-Zone comprimés :

$$L_t = 143 \text{ cm}$$

Bande 1 :

$$\frac{109,4}{143} = \frac{\sigma_1}{95} \leftrightarrow \sigma_1 = 72,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 91,03 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{F \times S}{f_e} = \frac{91,03 \times 20 \times 48}{4000} = 21,84 \text{ cm}^2$$

On adopte : 12 HA16/face = $A_s = 24,13 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **6HA16** $A_s = 12,06 \text{ cm}^2$

Bande 2 :

$$\frac{72,67}{95} = \frac{\sigma_2}{47} \leftrightarrow \sigma_2 = 35,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 54,31 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{F \times S}{f_e} = \frac{54,31 \times 20 \times 48}{4000} = 13,03 \text{ cm}^2$$

On adopte : 8 HA16/face = $A_s = 16,08 \text{ cm}^2 \rightarrow$ **4HA16** $A_s = 8,04 \text{ cm}^2$

Section minimale (RPA) :

-En zone tendu :

$$A_{\text{min}} = 0,2\% b \times h = 0,2\% \times 150 \times 20 = 6 \text{ cm}^2 \quad A_t > A_{\text{min}}$$

-En zone total ;

$$A_{\text{min}} = 0,15\% b \times h = 0,15\% \times 150 \times 20 = 4,5 \text{ cm}^2 \quad A > A_{\text{min}}$$

ELS :

$$M = 66,03 \text{ KN.m}$$

$$N = -10,31 \text{ KN}$$

$$T = 101,83 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{N_s}{S} + \frac{M_s V}{I}$$

$$S = e \cdot L \cdot 15 A_s = 20 \cdot 300 \cdot 15 \cdot 16,08 = 1,44 \times 10^6 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{eL^3}{12} = \frac{20 \cdot 300^3}{12} = 4,5 \times 10^7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{-10,31 \times 10^2}{1,44 \times 10^6} + \frac{66,03 \times 10^4}{4,5 \times 10^7} = 2,19 < 15 \text{ MPa}$$

L'espacement des armatures verticales :

S_t = 20 cm dans la zone courante

$$S_{te} = \frac{S_t}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

En zone nodale : selon RPA : il faut que S < 10 cm

S_t = 10 cm dans la zone d'extrémité

➤ Vérification de l'effort tranchant :

Voile 02 :

$$V_u = 101,83 \text{ KN}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

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

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{101,83 \times 10^3}{0,9 \cdot 20 \cdot 300} = 1,88 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,88 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

-Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur 10Ø. En plus des épingles sont prévus 4 par 1 m².

Voile 02 :

$$S_t \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm}) = \min (1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = \min (30 ; 30) \Rightarrow S_t \leq 30 \text{ cm}$$

Donc : **S_t = 12 cm**

$$\frac{A_t}{exS_t} = \frac{\tau - \tau_0}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} \dots \dots \dots \text{ (Formule B.A.E.L)}$$

$$\tau_0 = 0,3x f_{28x} K \Rightarrow K=0 \text{ (cas de reprise de bétonnage)} \Rightarrow \tau_0 = 0$$

$$A_t \geq \frac{\tau \cdot e \cdot S_t}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,88x200x200}{0,9 \frac{400}{1,15}} = 240 \text{ mm}^2 = 2,40 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA le pourcentage minimum armateur verticale et horizontale des trumeaux est donné comme suit :

Globalement dans la section de voile 0,15%

$$Ah = 0.0015 \cdot b \cdot h = 0.0015 \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2$$

On adopte : **5HA10= 3,93 cm²/face** avec un espacement de 20 cm

D'après le DTR (B.C.2.42)

$$W_v = A_{min} = 0,0015 \cdot 20 \cdot 300 = 9 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } Ah = \frac{2}{3}(W_v) = 0,666 \cdot 9 = 5.994 \text{ cm}^2$$

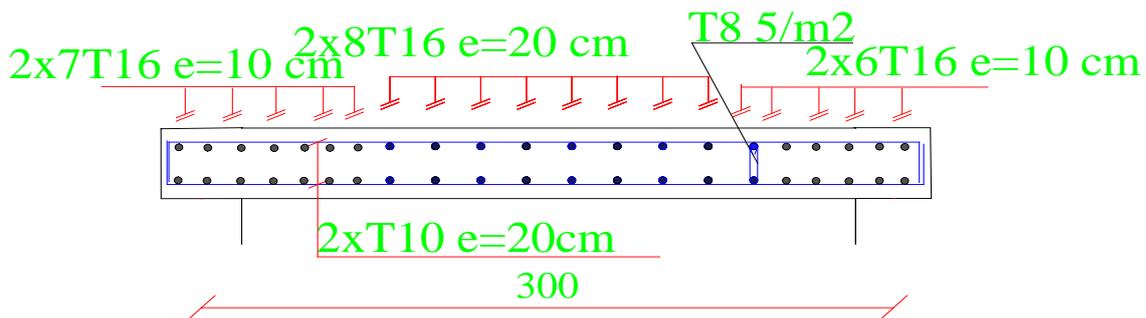


Figure (V.10) : ferrailage coupe des voiles 01 (tous les étages)

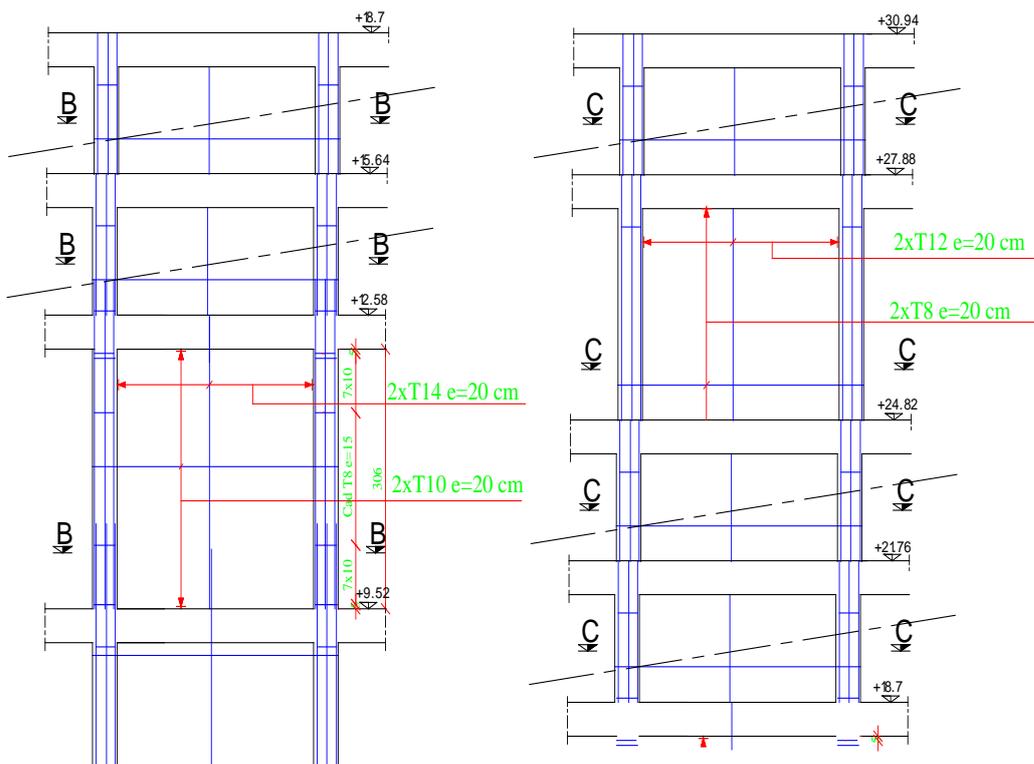


Figure (V.11) : ferrailage coupe des voiles 02 (RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages)/Figure (V.12) : ferrailage coupe des voiles 02 (3^{ème}, 4^{ème} et 5^{ème} étages)

Chapitre VI :

Etude de l'infrastructure

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, grâce de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol au cas de radier général), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas de semelle sur pieux).

Le rapport de sol montre que la Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 1.6 \text{ bars}$

VI.1. Rôle et définition :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, voiles, murs...).

VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La nature et le poids de la superstructure
 - La capacité portante du sol
 - Les charges transmises au sol

-Semelles filantes :

Pour adopter une semelle filante, il faut que :

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

$$N_s = 32553,76 \text{ KN}$$

S_b : La surface totale du bâtiment.

$$S_b = 241,66 \text{ m}^2$$

D'après les calculs, on trouve :

$$S_s = \frac{N_s}{n} = \frac{325,5376}{28} = 11,62 \text{ m}^2 \quad n ; \text{ nombre de poteaux}$$

$$\frac{11,62}{382,16} = 0,03 > 0,08 \Rightarrow \text{non vérifier}$$

⇒ Donc on adopte un radier nervuré comme fondation.

VI.3. Etude du radier :

Ce type de fondation présente plusieurs avantages :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- La réduction des tassements différentiels.

- La facilité d'exécution

VI.3.1. Etude du radier général :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis

- Calcul de radier :

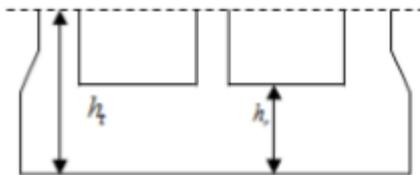
VI.3.2. Pré dimensionnement du radier :

a)-L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

La surface nécessaire du radier : Selon l'article du « RPA 99 VERSION 2003 » ; on doit multiplier la contrainte admissible du sol par coefficient de sécurité égale 1.5

- **Condition forfaitaire:**



L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

-Nervure :

$$\frac{l_{max}}{9} \leq H \leq \frac{l_{max}}{6} \quad \text{avec } l_{max} : \text{entre axes des poteaux perpendiculairement aux nervures}$$

$$l_{max} = 6,00m$$

$$\frac{600}{9} \leq H \leq \frac{600}{6} = 120 \text{ cm}$$

On adopte : $h_t = 120cm$

-Dalle :

$$H \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{600}{10} = 60 \text{ cm}$$

On prend: $h_r = 60cm$

-Surface du radier :

$$N_s = 32553,76KN$$

$$S_{rad} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = 203.46m^2$$

On à la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 382,16 m^2$

On prend un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux direction ce qui nous donne une surface bâtiment de $S_{rad} = S_{bat} = 382,16 m^2$

Donc on adopte : $S_{rad} = 382,16 m^2$

- La surface du radier doit être telle qu'elle puisse vérifier la condition suivante: N_{ser}

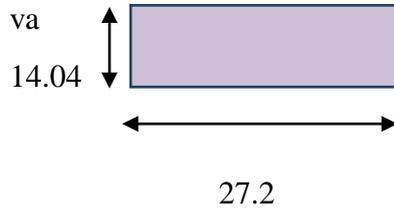
avec $\sigma_{adm} > \frac{N_{ser}}{S}$ avec $\sigma_{adm} = 1,6 \text{ bars}$

$N_s = (Q + G + \text{Gradier}) = (32553,76) + (1 * 382,16 * 25) = 42107,76 \text{ KN}$

$N_s = 42107,76 \text{ KN}$.

$S \geq N_s / \sigma = 263,17 \text{ m}^2$ C'est la surface minimale qu'occupe le radier.

Puisque la surface du bâtiment est supérieure par rapport à la surface nécessaire du radier, on va



prévoir le débord selon la condition ci-dessous :

-L'emprise totale de l'immeuble est de : $S_{bat} = 382,16 \text{ m}^2 > S_{min} = 263,17 \text{ m}^2$

-L'emprise totale avec un débordement de:

$D (\text{débord}) \geq \max(h/2; 30 \text{ cm})$

$D = 60 \text{ cm}$

Donc $S = 382,16 \text{ m}^2$

$N_s / S = (G_{bat} + Q_{bat} + 2.5 * 1 * 382,16) / S$

$N_s / S = 110,18 < \sigma_{adm} = 160$. La condition est vérifiée.

- **Condition de résistance au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

$N_s = 32553,76 \text{ KN}$

$Q = \frac{\sum N_s}{S_{rad}} = \frac{32553,76}{382,16} = 85,18 \text{ KN}$

D'après le règlement CBA9.

$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0,07 f_{cj} / \gamma_b$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU.

Avec: $v_u = \frac{q_u x L_{max}}{2}$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 6 m.

b: désigne la largeur.

$\gamma_b = 1.15$; $d = 0.9h$; et $b = 1 \text{ m}$. $f_{c28} = 25.10^2 \text{ t/m}^2$

-calculer la distance d :

$L_x = 3,4 \text{ m}$

$L_y = 6 \text{ m}$

$\rho = \frac{3,4}{6} = 0,56 \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q L_x}{2 + \rho} = 113,12 \text{ KN} \\ V_y = \frac{q L_x}{3} = 96,53 \text{ KN} \end{array} \right.$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b.d} \leq 0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$hr \geq \frac{113,12}{0,9b\tau} = \frac{113,172 \times 10^2}{0,9 \times 100 \times 11,66}$$

=> $hr \geq 10,77$ cm on prend : **hr=60cm**

$$\Rightarrow \tau = \frac{Nu}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} < \frac{0,07 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow \tau = \frac{Nu}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} = 0,047 MPa$$

$$d = 0,9 \times h_{rad} = 0,9 \times 60 = 54 \text{ cm}$$

$$Vu = \frac{Nu}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} b = 255,55 \text{ KN}$$

=> $\tau_u = \frac{Vu}{b.d} = \frac{255,55}{54 \times 100} = 0,047 MPa < 2,5 MPa$ C'est vérifié donc pas de cisaillement dans le radier

$$\bar{\tau}_u = 0,047 MPa < 2,5 MPa$$

Vérifier $\tau \leq \bar{\tau}_u$

-Condition de la longueur élastique :

$$L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

$L_e = \sqrt[4]{4EI/K \cdot b}$: longueur élastique

L_{max} : distance maximale entre deux voiles successifs est égale 5.15m

E: module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

I: inertie d'une bande d'un mètre de radier. $I = bh^3/12 = 0.018 \text{ m}^4$

K: coefficient de raideur du sol.

Pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

b: largeur du radier

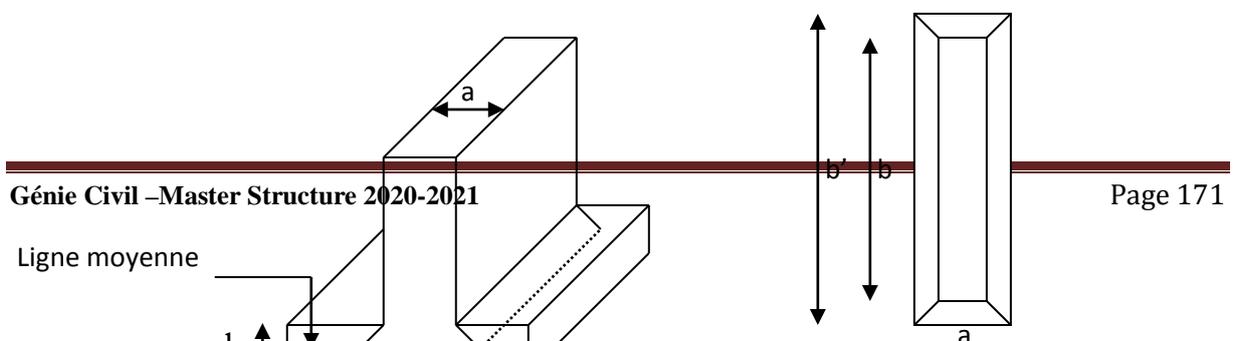
Avec: $I = bh^3/12$

$$D'où : h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48K.L_{max}^4}{E\pi^4}} = 0.92 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_n = 100 \text{ cm}$ pour nervure et $h_r = 60 \text{ cm}$ pour la dalle d'après toutes ces conditions

➤ **Vérification au poinçonnement :**

Le poinçonnement se fait par 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.



$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b .$$

Avec :

N_u : charge de calcul à L'ELU de voile considéré.

U_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur du radier.

- **Sous poteau** : N_u : la charge de calcul vis a vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité

$$N_u = 2602,03 \text{KN}$$

P_c : périmètre du contour cisailé

$$P_c = 4(a + h) = 4(0,5 + 1) = 6 \text{ m}$$

$$N_u \leq 0,045 \cdot P_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u = 2,6 \leq 0,045 \cdot 6 \cdot 0,6 \cdot 25 / 1,5 = 2,7 \dots \text{C.V}$$

on peut conclure qu'il n'ya pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

Conclusion :

Pour satisfaire a toute les conditions précédentes on prend comme hauteur de radier $h=100\text{cm}$ Vue que la hauteur est importante en opte un radier

-Centre de gravité du radier :

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont données par :

$$X_G = \frac{\sum S_I \cdot X_I}{\sum S_I} = 13,55 \text{m} \qquad Y_G = \frac{\sum S_I \cdot Y_I}{\sum S_i} = 7,62 \text{m} .$$

Centre de pression :

$$X_P = \frac{\sum N_I \cdot X_I}{\sum N_I} = 13,56 \text{m} \qquad Y_P = \frac{\sum N_I \cdot Y_I}{\sum N_i} = 7,74 \text{m}$$

-Excentricité :

$$\begin{cases} e_x = X_g - X_p = 0,01 \text{ m} . \\ e_y = Y_g - Y_p = 0,12 \text{ m} . \end{cases}$$

- Calcul des inerties :

Moment d'inertie du radier :

$$I_x = 27,20 \text{ m} \quad I_y = 14,05 \text{ m}$$

$$I_{xx} = (I_x \times I_y^3) / 12 = 6286,6 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = (I_x^3 \times I_y) / 12 = 23561,43 \text{ m}^4$$

➤ **Vérification de radier :**

-vérification de l'effet de sous pression :

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer le non-soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière. Elle se fait en vérifiant que :

Elle est jugée pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .on doit vérifier.

Afin de vérifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique, on doit vérifier la condition suivante :

$$P \geq \alpha \cdot \gamma_w \cdot z \cdot S_{rad}$$

avec: -P : Poids du bâtiment a la base du radier.

- α : Coefficient de sécurité ($\alpha = 1,5$).

- γ_w : Poids volumique de l'eau.

-z : Profondeur de l'infrastructure ($z=h=0,60\text{m}$).

D'où : $\alpha \cdot \gamma_w \cdot z \cdot S_{rad} = 1,5 * 1 * 0,6 * 382,16 = 343,94 \text{ KN}$

$P = W = 34644.95 \text{ KN} > 343,94 \text{ KN}$ (condition vérifiée).

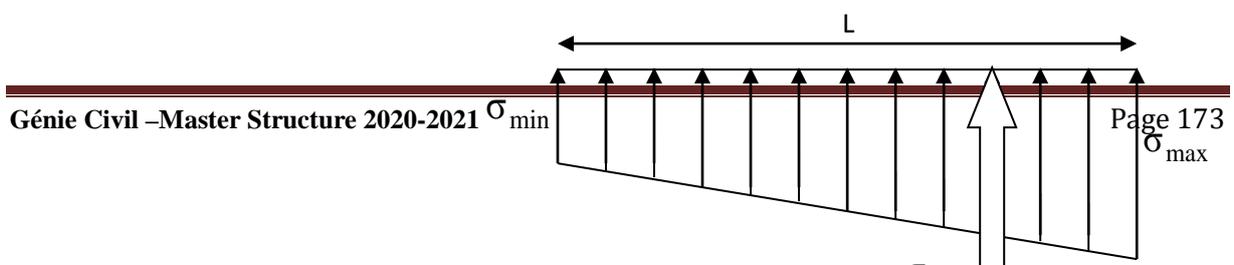
Donc il n'y a pas risque de soulèvement.

-Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

- Vérification du renversement :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :



$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \cdot \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$

Les valeurs des contraintes sous l'effet des charges verticales sont données par les formules :

Figure (VI.1) : contrainte sous radier

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I_x} Y \leq \sigma_{\text{sol}}$$

N : effort normal appliqué à la surface de radier,

M : moment fléchissant appliqué à la surface de radier

B : surface total du radier,

V : distance entre le centre de gravité du radier et l'extrémité de la structure

I : moment d'inertie du 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 (tassement) avec la combinaison G + Q + E

$$I_{xx} = (I_x \times I_y^3) / 12 = 6286,6 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = (I_x^3 \times I_y) / 12 = 23561,43 \text{ m}^4$$

$$X_g = 13,55 \text{ m}$$

$$Y_g = 7,62 \text{ m}$$

$$e_x = 0,01 \text{ m}$$

$$e_y = 0,12 \text{ m}$$

$$N = 26043,01 \text{ KN}$$

$$S_{\text{rad}} = 382,16 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 160 \text{ KN/m}^2$$

$$M_x = N \times e_y = 26043,01 \times 0,12 = 3125,16 \text{ KN.m}$$

$$M_y = N \times e_x = 26043,01 \times 0,01 = 260,43 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I_x} Y \leq \sigma_{\text{sol}} = 1.6 \text{ bar}$$

-Vérification à 0.8G ± E

-Sens X :

$$\sigma_1 = \frac{26043,01}{382,16} + \frac{3125,16}{6286,6} \times 7,62 = 71,92 \leq 160 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{26043,01}{241,66} - \frac{3125,16}{6286,6} \times 7,62 = 64,36 \leq 160 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 71,92 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

$$\sigma_2 = 64,36 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 3\sigma_1 + \sigma_2/4 = 70,03 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

-Sens Y :

$$\sigma_1 = \frac{26043,01}{382,16} + \frac{260,43}{23561,43} \cdot 13,55 = 68,28 \leq 160 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{26043,01}{382,16} - \frac{260,43}{23561,43} \cdot 13,55 = 68 \leq 160 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = 68,28 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

$$\sigma_2 = 68 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 3\sigma_1 + \sigma_2/4 = 68,21 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

-Vérification à G+Q+E :

$$N = 39660,44 \text{KN}$$

$$M_x = N \times e_y = 39660,44 \times 0,12 = 4759,25 \text{KN.m}$$

$$M_y = N \times e_x = 39660,44 \times 0,01 = 396,60 \text{KN.m}$$

-Sens X :

$$\sigma_1 = 109,53 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

$$\sigma_2 = 98,01 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 3\sigma_1 + \sigma_2/4 = 106,65 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

-Sens Y :

$$\sigma_1 = 103,99 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

$$\sigma_2 = 103,55 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 3\sigma_1 + \sigma_2/4 = 103,88 \text{KN/m}^2 \leq 160 \text{KN/m}^2 \quad \text{CV}$$

Donc pas de risque de soulèvement.

➤ **Vérification de stabilité au renversement :**

Elle est assurée si : $e = M/N \leq L/4$ (**RPA art.101.5**)

-Vérification à $0.8G \pm E$: sens x : $e = 0,119 \leq 1,4$ vérifier

sens y : $e = 0,009 \leq 0,75$ vérifier

-Vérification à $G+Q+E$: sens x : $e = 0,119 \leq 1,4$ vérifier

sens y : $e = 0,009 \leq 0,75$ vérifier

Alors toutes les conditions de stabilités sont vérifiées pour les deux combinaisons.

Evaluation des Charges et Surcharges :

$$q_u = \frac{\sum Nu}{S_{rad}} = 142,89 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{\sum N_s}{S_{rad}} = 85,18 \text{ KN/m}^2$$

VI.3.3 Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé dont les appuis seront la poutre de chaînage reposant à leur tours sur les différents poteaux, les panneaux seront calculé comme une dalle reposons sur 4 coté. la fissuration étant considérées comme préjudiciable.

-Sollicitation :

ELU :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{5,6} = 0,53 > 0,4$$

$$\mu_x = 0,0922$$

$$\mu_y = 0,2500$$

-Moment isostatique :

- **Sens X :**

$$M_{0x} = \mu_x q_u (L_x)^2 = 0,0922 * 142,89 * (3)^2 = 118,57 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_{0x} = 0,8 * 118,57 = 94,85 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_{0x} = -0,5 * 118,57 = -59,28 \text{ KN.m}$$

- **Sens Y :**

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,2500 * 118,57 = 29,64 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_{0y} = 0,8 * 29,64 = 23,7 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_{0y} = -0,5 * 29,64 = -14,82 \text{ KN.m}$$

ELU :

Sens X :

En travée :

$$M_t = 94,85 \text{ KN.M} \quad d = 55 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{94,85 \times 10^3}{100 \times 55^2 \times 14,2} = 0,022 < \mu = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,022}}{0,8} = 0,0375$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0375) = 0,98$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_e} = \frac{94,85 \times 10^3}{0,98 \times 55 \times 348} = 5,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ calculé} = 5,05 \text{ cm}^2$$

On adopte : **As : 5HA16 = 10,05 cm²**

En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{59,28 \times 10^3}{100 \times 55^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,013}}{0,8} = 0,025$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,025) = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_e} = \frac{59,28 \times 10^3}{0,99 \times 55 \times 348} = 3,12 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ calculé} = 3,12 \text{ cm}^2$$

On adopte : **As : 5HA12=5,65cm²**

Sens Y :

En travée :

$$M_t = 23,7 \text{ KN.M} \quad d = 55 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad c = c' = 5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{23,7 \times 10^3}{100 \times 55^2 \times 14,2} = 0,0055 < \mu = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0055}}{0,8} = 0,0125$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0125) = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_e} = \frac{23,7 \times 10^3}{0,99 \times 55 \times 348} = 1,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ calculé} = 1,25 \text{ cm}^2$$

On adopte : **As : 5HA12 = 5,65cm²**

En appuis :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14,82 \times 10^3}{100 \times 55^2 \times 14,2} = 0,0034 < \mu = 0,392$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0034}}{0,8} = 0,0125$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha) = (1 - 0,4 \times 0,0125) = 0,99$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d f_e} = \frac{14,82 \times 10^3}{0,99 \times 55 \times 348} = 0,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s \text{ calculé} = 0,78 \text{ cm}^2$$

On adopte : **As : 5HA12=5,65cm²**

L'espacement :

Sens x-x :

En travée :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{O.K}$$

En appuis :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{O.K}$$

Sens y-y :

En travée:

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

En appuis:

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{O.K}$$

➤ **vérification de ELS :**

ELS :

$$q_s = \frac{\sum N_s}{S_{rad}} = 85,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{5,6} = 0,53 > 0,4$$

$$\mu_x = 0,0961$$

$$\mu_y = 0,3949$$

-Moment isostatique :

- **Sens X :**

$$M_{0x} = \mu_x q_u (L_x)^2 = 0,0961 * 85,18 * (3)^2 = 73,67 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_{0x} = 58,93 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_{0x} = -36,83 \text{ KN.m}$$

- **Sens Y :**

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,3949 * 73,67 = 29,09 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,8 M_{0y} = 23,27 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0,5 M_{0y} = -14,54 \text{ KN.m}$$

➤ **Verification de l'effort tranchant:**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.2f_c/1.5 ; 5 \text{ Mpa})$$

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

$$T_u = \frac{q_u.L^2}{2+\rho} = \frac{225,96(3)^2}{2+0.56} = 794,39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{794,39 * 1000}{1000 * 550} = 1,4 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{lim} = \min(3.33 \text{ Mpa}; 5 \text{ Mpa})$$

$$\tau_u = 1,4 \text{ Mpa} < \tau_{lim} = 3.3 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée}$$

➤ **Vérification des contraintes de la dalle du radier :**

- **Sens X :**

- **En appuis :**

-Moment statique :

$$\frac{Bx^2}{2} - 15A_s(d - x) = \frac{100x^2}{2} - 15 \times 5,65 \times (55 - x) = \sqrt{\Delta} = 1296,52$$

$x = 8,84 \text{ cm}$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 = \frac{100 \times 8,84^3}{3} + 15 \times 5,65(55 - 8,84)^2$$

$I = 513914 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification du contrant :**

- **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{as}x}{I} = \frac{36,83 \times 10^3 \times 8,84}{513914} = 0,63 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 0,63 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 36830 \times (55 - 8,84)}{513914} = 49,62 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 49,62 \text{ MPa} < \sigma_s' = 202 \text{ MPa}$

Les conditions vérifiées .

- **En travée :**

-Moment statique :

$$\frac{Bx^2}{2} - 15A_s(d - x) = \frac{100x^2}{2} - 15 \times 10,05 \times (55 - x) = \sqrt{\Delta} = 1296,52$$

$x = 11,45 \text{ cm}$

-Moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A_s(d - x)^2 = \frac{100 \times 11,45^3}{3} + 15 \times 10,05(55 - 11,45)^2$$

$I = 335950,27 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification du contrant :**

- **En béton :**

$$\sigma_b = \frac{M_{as}x}{I} = \frac{58,93 \times 10^3 \times 11,45}{335950,27} = 2,00 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 2,00 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$

- **En acier :**

$$\sigma_s = \frac{15M_s(d-x)}{I} = \frac{15 \times 58930 \times (55 - 11,45)}{335950,27} = 114,58 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 114,58 \text{ MPa} < \sigma_s' = 202 \text{ MPa}$

Fissuration préjudiciable → Les conditions vérifiées .

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Sens		M KN.m	X cm	I cm ⁴	σ_b MPa	σ_s MPa	
XX	travée	58,93	11,45	335950,27	2	114,58	OK
XX	appuis	36,83	8,84	513914	0,63	49,62	OK
YY	travée	23,27	8,84	513914	0,4	31,35	OK
YY	appuis	14,54	8,84	513914	0,25	19,58	OK

Tableau (VI.1) : vérification de la contrainte

VI.3.4.Schéma de ferrailage :

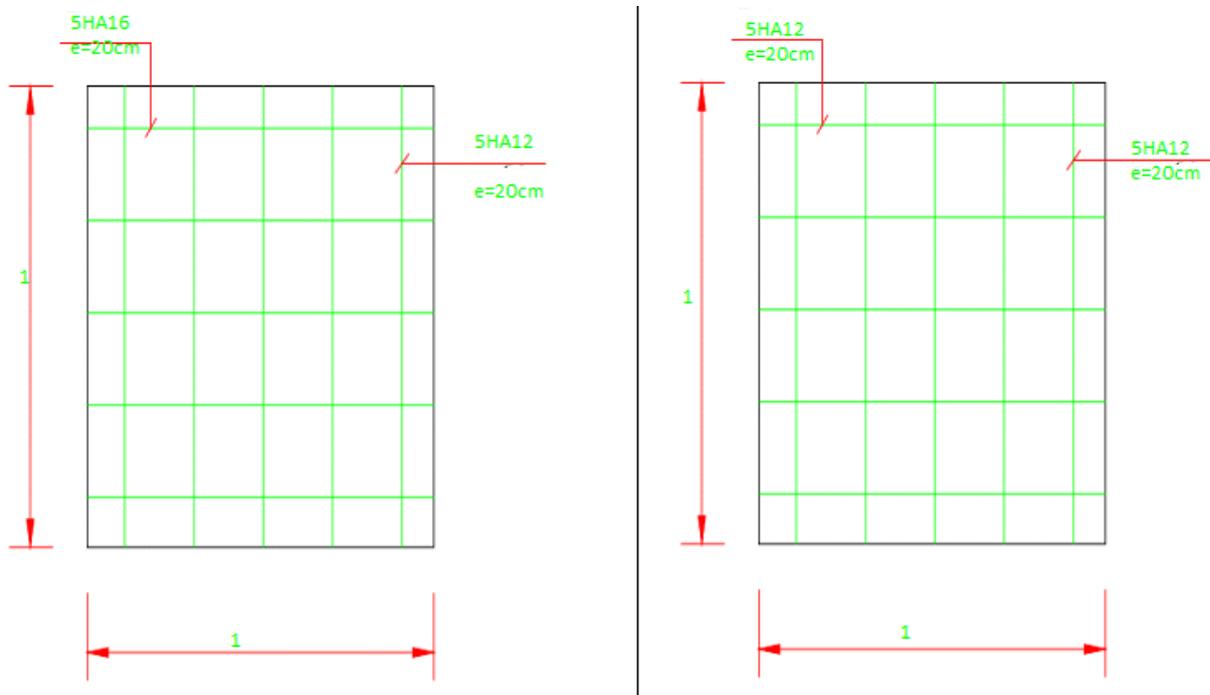


Figure (VI.2) :ferrailage nappe supérieur (travée). Figure (VI.3) :ferrailage nappe inférieur (appuis).

VI.3.5.Etude du débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console encastree d'un côté et libre de l'autre, soumis à une charge uniformément répartie.

$b = 1\text{m}$; $h = 60\text{cm}$; $d = 55\text{cm}$; $L=0.6\text{m}$; $f_{bc} = 14.2\text{Mpa}$.

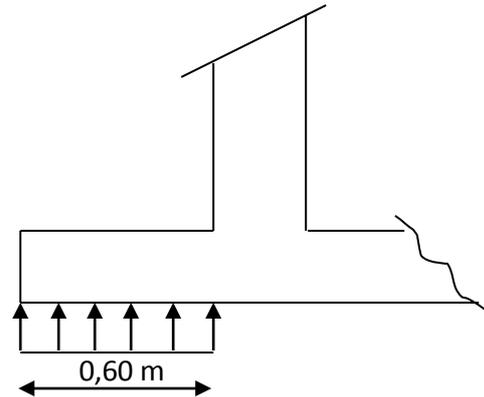
$q_u = 142,89 \text{ KN/m}^2$

$q_s=85,18\text{KN}/\text{m}^2$

Le calcul se fera pour une bande de 1 m.

- ELU : $M_u = \frac{qu \cdot l^2}{2} = \frac{142,89 \cdot 0,6^2}{2} = 25,72 \text{KN} \cdot \text{m}$

- ELS : $M_s = \frac{qs \cdot l^2}{2} = \frac{85,18 \cdot 0,6^2}{2} = 15,33 \text{KN} \cdot \text{m}$



-Les résultats de ferrailage à L'ELU et à L'ELS sont résumés dans le tableau suivant :

	M (kn.m)	μ_b	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	$A_{min}(\text{cm}^2)$)	choix	St (cm)
ELU	25,72	0,005	54,45	1,35	6,64	5T14=7,70	20
ELS	15,33	0,0035	54,45	0,80	6,64	5T14=7,70	20

Tableau (VI.2) :ferrailage des détord à L'ELU et à L'ELS.

$A_{cal} < A_{min} = (0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}) / f_e = 6,64\text{cm}^2$

VI.3.6.Calcul des nervures :

- Les sollicitations sur les nervures :

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera en triangulaires.

-Evaluation des charges:

$b=40\text{cm} \quad h=120\text{cm} \quad d=108\text{cm}$

$q_u = \frac{quL^2}{2+\rho} = 508,30\text{KN}/\text{m}^2$

$q_s=303,01\text{KN}/\text{m}^2$

ELU:

$M_o = quL^2/8 = 508,30(6)^2/8=2287,35\text{KN} \cdot \text{m}$

$M_t = 0.8M_o = 1829,88 \text{KN} \cdot \text{m}$

$M_a = 0.5M_o = 1143,67\text{KN} \cdot \text{m}$

$$T_u = q_u \cdot l/2 = 1524,9 \text{ KN}$$

ELS:

$$M_o = q_u l^2/8 = 303,01(6)^2/8 = 1363,54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.8M_o = 1090,83 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.5M_o = 681,77 \text{ KN.m}$$

$$T_u = q_u \cdot l/2 = 909,03 \text{ KN}$$

➤ **Verification de l'effort tranchant:**

$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \Rightarrow$ La fissure est préjudiciable

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

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa} \right) = \min (2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1524,9 \times 10^3}{400 \times 1170} = 3,25 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 3,25 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{O.K}$$

Fissuration préjudiciable → Les conditions vérifiées .

$$h=120 \text{ cm} \quad d=117 \text{ cm} \quad b=40 \text{ cm} \quad c=c'=3 \text{ cm}$$

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Sens	Section (cm ²)	Position	M (kN.m)	c (cm)	A _{calculé} (cm ²)	A _{dopt} (cm ²)
x-x	40x120	Travée	1829,88	3	52,25	8HA32=64,34
		Appuis	1143,67	3	42,90	6HA32=48,25

Tableau (VI.3) : ferrailage des nervures selon x-x et y-y.

Les résultats sont présentés sur le tableau suivant :

Sens		Mser (KN.m)	σ _b ' (MPa)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s ' (MPa)	
x-x	travée	1090,83	15	10,08	171,73	202	OK
	appui	681,77	15	6,85	140,87	202	OK

Tableau (VI.4) : vérification de la contrainte du béton.

Calcul des armatures transversales :

-Section minimale des armatures transversales (RPA) :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 40 = 2,4 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t \text{ min}} = 2,4 \text{ cm}^2$$

Donc : on prend $\Rightarrow 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$

Armature de peau:

$$H > 2(h - (f_e/10)) \dots\dots\dots H \geq 2(120 - (400/10)) = 160\text{cm} > H$$

Escapement des armatures:

-Les armatures transversales:

D'après le RPA99/2003, les armatures transversales ne doivent pas dépasser un espacement st de :

$$St \leq \min (h/2 ; 12\varnothing L) = (120/2 ; 32*2.5) \text{ On prend } st = 20\text{cm en zone nodale.}$$

D'après le CBA93, l'espacement des armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

$$St \leq \min (15\varnothing L ; 40\text{cm} ; a+10) \text{ avec :}$$

$\varnothing L$ = le plus petit diamètre d'armature longitudinale ;

a = le plus petit côté des dimensions transversales du poteau.

$$St \leq a \leq h/2 \text{ avec } (h = h_{\text{dalle}} + h_{\text{nerature}}). \text{ On prend } st = 20\text{cm}$$

Conclusion : d'après ces deux prescriptions, on adopte un espacement des armatures transversales dans les deux sens :

1-zone nodale : $st = 20\text{cm}$

2-zone courante = $st = 20\text{cm}$.

Armatures de répartitions : $\varnothing L \leq \min (\varnothing L.h/35 ; h/10)$.

$$\varnothing_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varnothing_l \right) = \min(34 ; 40 ; 16)$$

$$\varnothing_t \leq 16 \text{ mm} \Rightarrow \varnothing_t = 10 \text{ mm}$$

On prend $\varnothing L = 10$

-VI.3.7.Schéma de ferrailage :

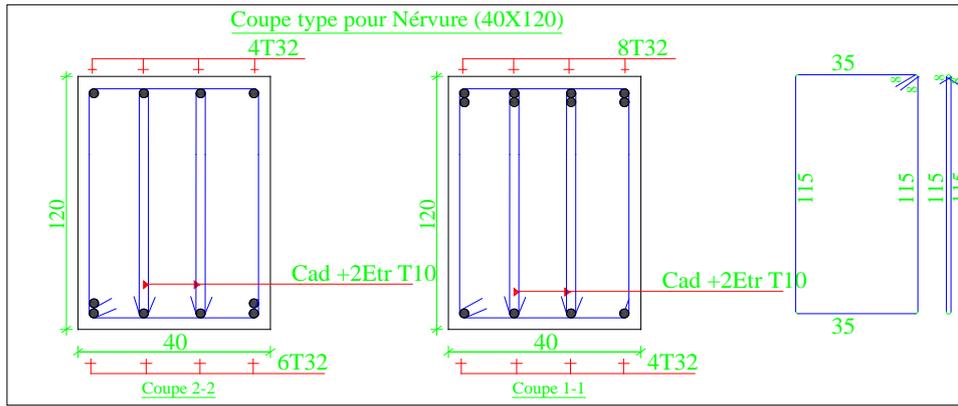


Figure (VI.4) : ferrailage coupe en travée et appuis selon x-x et y-y

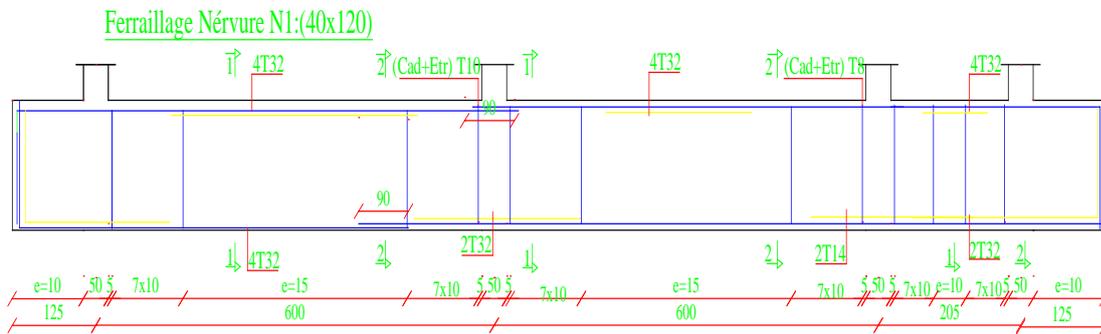


Figure (VI.5) : ferrailage coupe des nervure.

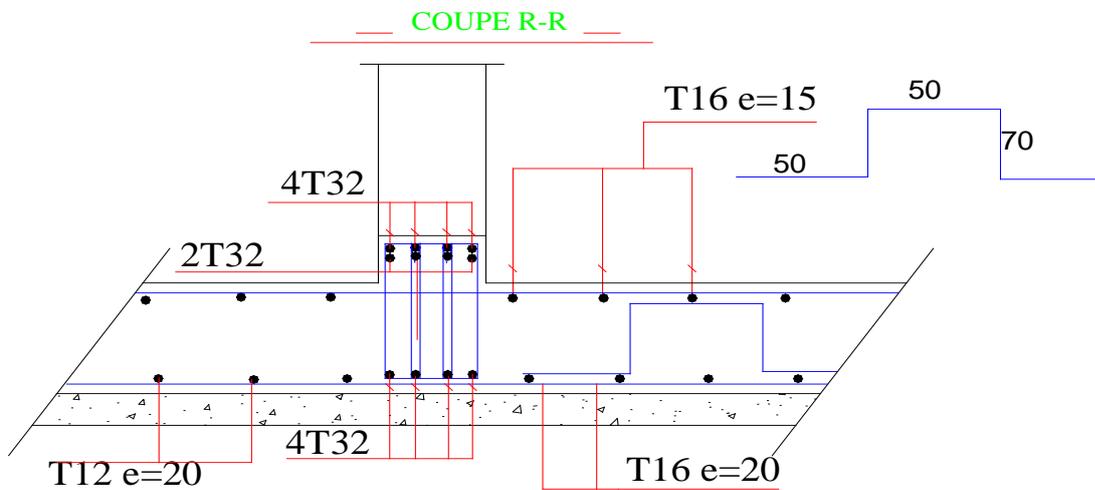


Figure (VI.6) : ferrailage coupe des radier.

CONCLUSION

La réalisation de cette étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique du cycle de formation de Master STRUCTURE et surtout de mettre en application les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil qui nous ont été enseignés tout le long de notre formation.

Il est à noter que ce projet, qui constitue pour nous une première expérience, nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

BIBLIOGRAPHIE

- **Règlement Algérien parasismique. (RPA99 /VERSION 2003).**
- **Règle BAEL 91 modifiée 99 .**
- **CBA : Règles des conceptions et de calcul des structures en béton armé.**
- **DTR ; Documents techniques Réglementaires.**
- **Cours du béton armé licence M.SLLOUGHA MOKHTAER**
- **Mémoires Master CCI 2013.**
- **Logiciel : ROBOT millenium v 2017.**