

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



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :

**MERABET TINHINANE
MEZOUANI ZAHIA**

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

Filière : Génie Civil

Option : structure

Thème :

**Etude d'un bâtiment R+6+Entre Sol à usage multiples contreventé par des
voiles porteurs en béton armé**

Devant le jury composé de :

Mr : AOUARI	ISSAM	UAMOB	Président
Mr : ABD ELHAMID	ABD ELMALEK	UAMOB	Encadreur
Mme : MOHAMADI	SADIKA	UAMOB	Examinatrice
Mme : AIT AHMED	FATIHA	UAMOB	Examinatrice

Année Universitaire 2017/2018



Remerciements



Nous remercions, en premier lieu, notre dieu clément et miséricordieux qui a bien voulu nous donner la force et le courage pour effectuer le présent travail.

En second lieu, nous tenons à adresser nos remerciements à notre promoteur Mr.ABD ELMALEK pour tous ses conseils, ses grands efforts et surtout sa patience.

Nos remerciements vont aussi aux personelles du BET « ADJRAD » de BOUIRA (Mme. FATIMA et Mr. AREZKI) qui n'ont jamais hésité de nous transmettre le maximum de leur grande expérience du travail.

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil qui nous ont beaucoup facilité notre recherche.

Enfin, nous tenons à remercier les membres du jury qui ont consacré un peu de leur temps pour examiner notre travail.

ZAHIA et TINHINANE.

Dédicace



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

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

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

A mon cher père RACHID.

A ma chère mère KARIMA.

A mon cher et petit frère unique ACHOUR(AYOUB).

A mes chères sœurs CELINA et THANINA.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et proches qui m'ont soutenu.

A ma très chère binôme ZAHIA.

A toute la promotion GC. Structures 2018.

Je dédie ce modeste travail.

TINHINANE.

Dédicace



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

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

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

A la mémoire ma chère mère.

A la mémoire de mon cher père.

A mes chers frères.

A toute ma famille sans exception.

A tous mes amis et proches qui m'ont soutenu.

A ma très chère binôme TINHINANE.

A toute la promotion GC. Structures 2018.

Je dédie ce modeste travail.

ZAHIA.

Résumé :

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment a usage d'habitation et commercial constitué d'un Rez de chaussée, entre sol plus six (6) étages ; implante à la wilaya de BOUIRA .

Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon les règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003.

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

Afin de déterminer les efforts internes dans les portiques, et en dynamique pour le calcul des modes de vibration, nous avons utilisé le logiciel de calcul ETABS V9.7.0. En fin, dans la dernière partie du mémoire on a fait l'étude et le calcul des fondations.

Abstract:

This Project presents a detailed study of a residential and commercial use building consists of ground floor, between ground additions six (6) floors located in the town of BOUIRA.

This region is classified as seismic zone Iia according to the RPA99 version 2003.

The objective being to dimension the various components of the building to conclude the reinforcement appropriate for the resistance of the building to the different actions to which it may be subjected, we have had to resort to the regulations in force, in particular CBA93, RPA99 V2003 and BAEL91 /99.

In order to determine the internal forces in the gantries, and in dynamics for the calculation of the vibration modes, we used the calculation software ETABS V9.7.0. Finally, in the last part of the paper, the foundations were studied and calculated.

ملخص

هذا المشروع يشمل تقديم دراسة تفصيلية لمبنى سكني يتكون من طابق ارضي وآخر بين الأرض و 6 طوابق المقرر إنشاؤه ببلدية البويرة ولاية البويرة. وتصنف هذه المنطقة ضمن المناطق الزلزالية المتوسطة وفقا للقواعد الجزائرية المضادة للزلازل 99 نسخة 2003

الهدف هو تنسيب مختلف مكونات المبنى لتحديد التعزيز المناسب لمقاومته من مختلف الإجراءات التي قد يتعرض لها ولهذا كان علينا اللجوء إلى القواعد التالية:

CBA93 RPA99/2003BAEL91/99

ETABS V9.7.0

لتحديد القوى الداخلية لكل الحمولات والدراسة الدينامكية لحساب وسائط الاهتزاز استخدمنا برنامج الحساب

وفي الجزء الأخير من دراسة المذكرة تم حساب وتصميم الأساسات.

Symboles et notations

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

RDC : Rez-de-chaussée.

E/sol : Entre sol.

HA : Aciers à haute adhérence.

R.L : Aciers ronds lisses.

T.S : Aciers treillis soudés.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation sur la terrasse.

E : Charges accidentelle.

F : Force concentrée.

M : Moment, Masse.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_{tu} : Moment en travée à l'état limite ultime.

M_{ts} : Moment en travée à l'état limite de service.

M_{au} : Moment sur appuis à l'état limite ultime.

M_{as} : Moment sur appuis à l'état limite de service.

T : Effort tranchant, Période.

T_u, V_u : Effort tranchant ultime.

W : Poids total de la structure.

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique.

K : Nombre de modes retenues, coefficient de raideur du sol.

ρ : poids volumique.

θ : Coefficient relatif à la durée d'application de la charge

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

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

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

G : module d'élasticité transversale.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte de compression admissible du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

τ : Contrainte tangentielle.

B_r : Aire d'une section de béton (brute).

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

ν : Coefficient de poisson

g : Accélération de la pesanteur, Larguer de la marche.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

σ_m : Contrainte moyenne.

C : Cohésion.

F_e : Limite d'élasticité de l'acier.

A_s : Aire d'une section d'acier.

\emptyset : Diamètre des armatures.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_p : Les armatures de peau.

A_r : Les armatures de répartition.

S_t : Espacement.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.

σ_m : Contrainte moyenne sous le radier.

E_s : Module d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

L : Longueur ou portée.

L_{xmax} : La longueur maximale suivant l'axe XX.

L_{ymax} : La longueur maximal suivant l'axe YY.

B : Larguer.

e : Epaisseur.

e_v: Epaisseur de volée.
e_p: Epaisseur de la paillasse.
α : L'angle de projection.
b : Une dimension (largeur d'une section).
b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.
h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton

h : Hauteur.
h_e: Hauteur libre d'étage.
n : Nombre de marche.
n_c: Nombre de contre marche.
d : Hauteur utile.
S : Surface.
S_{rad}: Surface du radier.
G_{rad} : Poids du radier.
h_r: L'épaisseur du radier.
I : Moment d'inertie.
I_{fi}: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
L_f: Longueur de flambement.
λ : Elancement.
f : Flèche.
f : Flèche admissible.
f_i : Flèche due aux charges instantanées.
f_v: Flèche due aux charges de longue durée.
I_{fi}: Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.
I_{fv}: Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.
Y : Position de l'axe neutre.
i : Rayon de giration d'une section de B A.
j : Nombre de jours.
X-X: Axe des abscisses.
Y-Y : Axe des ordonné'.
I₀ : Moment d'inertie de la section totale homogène.

Sommaire

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et des hypothèses de calcul	
I.Introduction	3
I.1.Présentation de l'ouvrage	3
I.1.1.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	4
I.1.2.Données sismiques de la structure	5
I.1.3.Les éléments de l'ouvrage	5
I.2.Les matériaux	5
I.2.1.Le béton	6
I.2.2.Aciers.....	12
I.2.3.contraintes de calcul	16
I.3.Hypothèses de calcul	17
I.3.1. Définition des états limites	17
I.3.1. Les types des états limites.....	18
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments et descente des charges	
II.Introduction	19
II.1.Les planchers.....	19
II.1.1.les planchers à corps creux	19
II.2.Les balcons.....	22
II.3.Les escaliers	22
II.4.L'acrotère	24
II.5.Les poutres	25
II.6.Les voiles.....	26
II.7.Les poteaux	28
II.7.1.Descente des charges	28
II.7.2. Exemple de calcul	38
II.7.3. Vérification des poteaux aux exigences du RPA99	39
II.7.4. Vérification au flambement.....	40

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.Introduction	41
III.1. Etude de l'acrotère	41
III.2.Etude des balcons.....	51
III.3.Etude des escaliers	62
III.4.Etude de la poutre palière.....	80
III.5.Etude des plachers.....	91

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

IV.Introduction	116
IV.1.Etude dynamique	116
IV.2.Etude sismique.....	118
IV.3.Choix de la méthode de calcul.....	119
IV.4.Modélisation de la structure.....	125
IV.5.Distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur	135
IV.6.Vérification des déplacements latéraux inter-étage	137
IV.7.Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ	139
IV.8.Justification vis-à-vis l'équilibre d'ensemble	141
IV.9.Vérification de l'effort normal réduit	144

Chapitre V : Etude des éléments résistants

V.Introduction	146
V.1.Les combinaisons des actions	146
V.2.Ferraillage des poteaux	148
V.3. Ferraillage des poutres	161
V.4. Ferraillage des Voiles pleins	173
V.5.Ferraillage des linteaux	191

Chapitre VI : Etude de l'ifrastructure

VI.Introduction	197
VI.1.Les types des fondations	197
VI.2.Les facteurs de choix du type de fondation	198
VI.3. Etude des fondations.....	198
VI.4.Choix du type de fondation.....	199
VI.5.Etude du radier.....	200
VI.6.Etude des nervures	215
Conclusion générale	226

Liste des tableaux

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

Tableau I.1 : Les classes des granulats	7
Tableau I.2 : les types d'aciers	12

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

Tableau II.1 : Dimensions des escaliers	25
Tableau II.2 : le pré-dimensionnement des poutres	26
Tableau II.3 : pré dimensionnement des voiles	28
Tableau II.4 : Evaluation des charges d'exploitation de notre structure	29
Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.....	30
Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.....	31
Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.....	32
Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.....	33
Tableau II.9 : Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur	34
Tableau II.10 : Evaluation de la charge permanent de l'acrotère	34
Tableau II.11 : Evaluation des charges permanentes de palier.....	35
Tableau II.12 : Evaluation des charges permanentes de paillasse	36
Tableau II.13 : Pré-dimensionnement des poteaux.....	40
Tableau II.14 : Vérification au flambement.....	40

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Tableau III.1 : Les combinaisons des sollicitations de l'acrotère.....	44
Tableau III.2 : Récapitulation du ferrailage de l'acrotère	51
Tableau III.3 : Les combinaisons des charges dans les balcons	52
Tableau III.4 : Les moments et les efforts tranchants dans les balcons.....	54
Tableau III.5 : Récapitulation du ferrailage des balcons	61
Tableau III.6 : Les combinaisons des charges au niveau des escaliers	63
Tableau III.7 : Les sollicitations dans les escaliers à l'ELU.....	65
Tableau III.8 : Les sollicitations dans les escaliers à l'ELS	67
Tableau III.9 : Les moments et les efforts tranchants dans les escalier.....	67

Tableau III.10 : Vérification de la flèche dans les escaliers	79
Tableau III.11 : Les sollicitations maximales dans la poutre palière	82
Tableau III.12 : Les charges et surcharges revenantes aux poutrelles.....	95
Tableau III.13 Les sollicitations de calcul des poutrelles.....	96
Tableau III.14 : Les combinaisons de charges revenantes aux planchers	97
Tableau III.15 : Les longueurs des travées fictives et les moments sur appuis à l'ELU (type 1)...	101
Tableau III.16 : Les moments en travées et les efforts tranchants à l'ELU (type 1).....	101
Tableau III.17 : Les longueurs de travées fictives et les moments sur appuis à l'ELS (type1).....	102
Tableau III.18 : Les moments en travées et les efforts tranchants à l'ELS (type 1).....	102
Tableau III.19 : Les longueurs des travées fictives et les moments sur appuis à l'ELU (type 2)...	105
Tableau III.20 : Les moments en travées et les efforts tranchants à l'ELU (type 2).....	105
Tableau III.21 : Les longueurs de travées fictives et les moments sur appuis à l'ELS (type 2).....	106
Tableau III.22 : Les moments en travées et les efforts tranchants à l'ELS (type 2).....	106
Tableau III.23 : Récapitulation de ferrailage des poutrelles en travée	109
Tableau III.24 : Récapitulation de ferrailage des poutrelles sur appuis	109
Tableau III.25 : Vérifications des contraintes maximales du béton des planchers.....	112
Tableau III.26 : Vérification de la flèche dans les planchers	114

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	124
Tableau IV.2 : Les valeurs du poids propre W	124
Tableau IV.3 : Centre des masses et centre de torsion de chaque étage.....	126
Tableau IV.4 : Périodes, modes et facteurs de participation massique	128
Tableau IV.5 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).....	130
Tableau IV.6 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens Transversal).	131
Tableau IV.7 : Combinaisons des réponses modales.....	132
Tableau IV.8 : Vérification de la force sismique (statique et dynamique).....	133
Tableau IV.9 : Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques	134
Tableau IV.10 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.....	134
Tableau IV.11 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (sens X-X) ..	136
Tableau IV.12 : La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (sens Y-Y) ..	137

Tableau IV.13 Le déplacement inter-étage dans le sens X-X.	138
Tableau IV.14 : Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y.	138
Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P - Δ sens X-X.....	140
Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P - Δ sens Y-Y.....	140
Tableau IV.17 : Calcul de moment de renversement dans le sens X-X	142
Tableau IV.18 : Calcul de moment de renversement dans le sens Y-Y	142
Tableau IV.19 : Centre de gravité et de torsion.....	143
Tableau IV.20 : Vérification de renversement.	143
Tableau IV.21 : Vérification de l'effort normale.....	144

Chapitre V: Calcul des éléments résistants

Tableau V.1 : Les caractéristiques des matériaux.	147
Tableau V.2 : Sections de ferrailage maximales est minimales selon les réglementations... 150	150
Tableau V.3 : Les sollicitations dans les poteaux obtenues par ETABS.....	151
Tableau V.4 : Les sections de ferrailage longitudinal des poteaux	154
Tableau V.5 : Choix des armatures des poteaux.....	155
Tableau V.6 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	157
Tableau V.7 : Armatures transversales (Zone courante)	157
Tableau V.8 : Armatures transversales (Zone nodale)	158
Tableau V.9 : Vérification des contraintes du béton dans les poteaux.....	159
Tableau V.10 : Vérification de l'effort normal ultime.	160
Tableau V.11 : Sections des armatures des poutres principales et secondaires	165
Tableau V.12 : Vérification de cisaillement du béton dans les poutres.....	168
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de compression du le béton dans les poutres	169
Tableau V.14 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant.	170
Tableau V.15 : Vérification de la flèche dans les poutres	170
Tableau V.16 : Ferrailage verticale du voile type 1.....	185
Tableau V.17 : Choix des barres du voile type1.....	185
Tableau V.18 : Ferrailage verticale du voile type 2	186
Tableau V.19 : Choix des barres du voile type 2.....	186
Tableau V.20 : Ferrailage verticale du voile type 3	187

Tableau V.21 : Choix des barres du voile type 3.....	187
Tableau V.22 : Ferrailage verticale du voile type 4	187
Tableau V.23 : Choix des barres du voile type 4.....	188
Tableau V.24 : Ferrailage verticale du voile type 5	188
Tableau V.25 : Choix des barres du voile type 5	188
Tableau V.26 : Ferrailage verticale du voile type 6	189
Tableau V.27 : Choix des barres du voile type 6.....	189
Tableau V.28 : Ferrailage verticale du voile type 7	189
Tableau V.29 : Choix des barres du voile type 7	190
Tableau V.30: Vérification des contraintes de compression et de cisaillement dans les voiles	190
Tableau V.31 : Les sollicitations dans les linteaux	194

Chapitre VI: Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1 : Vérification des contraintes sous le radier.....	207
Tableau VI.2 : Vérification de la stabilité au renversement du radier.....	208
Tableau VI.3 : Les moments dans la dalle du radier à L'ELU	210
Tableau VI.4 : Les moments majorés en travée et aux appuis de la dalle du radier	211
Tableau VI.5 : Les sections des armatures de la dalle du radier à L'ELU.	212
Tableau VI.6 : Section d'armature de débord du radier	213
Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes de compression dans le béton du débord	214
Tableau VI.8 : Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).....	218
Tableau VI.9 : Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).....	219
Tableau VI.10 : Les sollicitations dans les nervures.	222
Tableau VI.11 : Ferrailage longitudinal des nervures dans les deux sens.....	223
Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes tangentes dans les nervures.....	224
Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes de compression dans le béton des nervures	225
Tableau VI.14 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.	225
Tableau VI.15 : Vérification des contraintes sous le radier après l'augmentation de la section	226

Liste des figures

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

Figure I.1 : Le plan de masse	3
Figure I.2 : La vue en élévation	4
Figure I.3 : La vue en plan.....	4
Figure I.4 : Diagramme contrainte-déformation à l'ELU.....	10
Figure I.5 : Diagramme contrainte -déformation du béton à L'ELS.....	11
Figure I.6 : Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimental.....	13
Figure I.7 : Diagramme contraintes déformations de l'acier réel.....	14
Figure I.8 : Diagramme des déformations limites de la section	19

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux	20
Figure II.2 : Schéma de la disposition des poutrelles (RDC)	22
Figure II.3 : Schéma des poutrelles	22
Figure II.4 : Schéma de balcon	23
Figure II.5 : les éléments constituant un escalier.....	23
Figure II.6 : Schéma des escaliers à 2 volées	24
Figure II.7 : Schéma statique des escaliers.....	24
Figure II.8 : Acrotère	25
Figure II.9 : Poutre secondaire.....	27
Figure II.10 : Poutre principale.....	27
Figure II.11 : Coupe de voile en élévation	27
Figure II.12 : Coupe de voile en plan	28
Figure II.13 : Les constituants d'un plancher terrasse.....	30
Figure II.14 : Constituant d'un plancher étage courant	31
Figure II.15 : Constituant d'un plancher étage courant	32
Figure II.16 : Mur intérieur.....	33
Figure II.17 :Section du poteau	37
Figure II.18 : section afférente du Poteau plus sollicité	38

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

Figure III.1 : Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère	42
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.....	42
Figure III.3 : les sollicitations agissant sur l'acrotère	43
Figure III.4 : Section de calcul de l'acrotère	44
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	51
Figure III.6 : Schéma statique des balcons	52
Figure III.7 : Diagramme du moment fléchissant dans le balcon à l'ELU	54
Figure III.8 : Diagramme de l'effort tranchant dans le balcon à l'ELU	55
Figure III.9 : Diagramme du moment fléchissant dans le balcon à l'ELS	55
Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant dans le balcon à l'ELS.....	56
Figure III.11 : Schéma de ferrailage du balcon	62
Figure III.12 : Schéma statique des escaliers à l'ELU.....	64
Figure III.13 : Schéma statique des escaliers à l'ELS	65
Figure III.14 : Diagramme des moments fléchissant dans les escaliers à l'ELU	68
Figure III.15 : Diagramme de l'effort tranchant dans les escaliers à l'ELU	68
Figure III.16 : Diagramme des moments fléchissant dans les escaliers à l'ELS.....	69
Figure III.17 : Diagramme de l'effort tranchant dans les escaliers à l'ELS	69
Figure III.18 : Section de calcul des escaliers	70
Figure III.19 : Schéma de ferrailage des escaliers étages courants	80
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC	80
Figure III.21 : Schéma statique de la poutre palière.....	81
Figure III.22 : Section de la poutre palière	81
Figure III.23 : Diagramme des moments fléchissant dans la poutre palière à l'ELU.....	84
Figure III.24 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre palière à l'ELU	84
Figure III.25 : Diagramme des moments fléchissant dans la poutre palière à l'ELS	85
Figure III.26 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre palière à l'ELS	85
Figure III.27 : Section de la poutre palière	86
Figure III.28 : Schéma de ferrailage de la poutre palière	91

Figure III.29 : Plancher à corps creux	92
Figure III.30 : Treillis soudés (20x20) cm ²	94
Figure III.31 : Schéma de la poutrelle (Avant le coulage de la table)	94
Figure III.32 : Schéma de la poutrelle après le coulage de la table	97
Figure III.33 : Les moments et les efforts tranchants à l'ELU (Type 1)	103
Figure III.34 : Les moments et les efforts tranchants à l'ELS (Type 1)	103
Figure III.35 : Les moments et les efforts tranchants à l'ELU (Type 2)	107
Figure III.36 : Les moments et les efforts tranchants à l'ELS (Type 2)	107
Figure III.37 : Ancrage des barres	111
Figure III.38 : Schéma de ferrailage du plancher à corps creux	115

Chapitre IV: Etude dynamique et sismique

Figure IV.1 : Schéma de la structure en 3D	117
Figure IV.2 : Disposition des voiles	125
Figure IV.3 : 1 ^{er} Mode de translation suivant le sens X-X de période T= 0,6211s	128
Figure IV.4 : 2 ^{eme} Mode de translation suivant le sens YY de période T = 0,5050	129
Figure IV.5 : 3 ^{eme} Mode de rotation de l'axe Z de période T = 0,3468s	129
Figure IV.6 : Spectre de réponse	135
Figure IV.7 : Présentation de l'effet P - Δ sur la structure	139
Figure IV.8 : Moment de renversement.....	141

Chapitre V :Calcul des éléments résistants

Figure V.1 : Les sollicitations revenantes aux poteaux	148
Figure V.2 : Section du poteau	151
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux	160
Figure V.4 : Section de la poutre porteuse	163
Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales	171
Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	172
Figure V.7 : Sollicitations des voiles	173
Figure V.8 : Disposition des armatures verticales dans le voile.....	175
Figure V.9 : Les différents types des contraintes	177

Figure V.10 : Diagramme des contraintes	180
Figure V.11 : Diagramme des contraintes (SPC)	182
Figure V.12 : Nomenclature des voiles périphériques.....	184
Figure V.13 : Nomenclature des voiles dans les deux sens.....	184
Figure V.14 : Schéma de ferrailage du voile plein V11	191
Figure V.15 : Schéma de ferrailage du voile périphérique V5.....	191

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI.1 : Radier nervuré.....	200
Figure VI.2 : Coffrage du radier	201
Figure VI.3 : Centre de gravité du radier.....	203
Figure VI.4 : Schéma de transmission des charges (Voile).....	204
Figure VI.5 : Schéma de transmission des charges (Poteau).....	204
Figure VI.6 : Le panneau le plus sollicité.....	210
Figure VI.7 : Schéma statique de débord du radier	212
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier.....	214
Figure VI.9 : Distribution des charges des panneaux sur la nervure dans le sens X-X.....	217
Figure VI.10 : Distribution des charges des panneaux sur la nervure dans le sens Y-Y.....	217
Figure VI.11 : Les diagramms des sollicitations dans les nervures à l'ELU(sens X-X)	220
Figure VI.12 : Les diagramms des sollicitations dans les nervures à l'ELS(sens X-X).....	220
Figure VI.13 : Les diagramms des sollicitations dans les nervures à l'ELU(sens Y-Y).....	221
Figure VI.14 : Les diagramms des sollicitations dans les nervures à l'ELS(sens Y-Y).....	221
Figure V.15 : Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens	227
Figure V.16 : diagramme des contraintes dans le linteau	193

Introduction générale

Le souci majeur d'un ingénieur en Génie civil est de concevoir et réaliser un édifice qui est capable de résister à toutes les actions qui le sollicitent. Pour atteindre ce noble objectif, les experts de la construction ont mis en évidence des règles et des normes pour règlementer l'acte de bâtir et préserver la vie des usagers.

Vers la fin des années 30, dans certains pays on est passé au dimensionnement par le calcul à la rupture. Cette méthode présente un net progrès sur la précédente. Le premier règlement établi à partir de cette méthode (méthode brésilienne) est adopté en 1939.

Par la suite, la notion d'états limites, se substituera progressivement au seul critère de rupture. Le premier règlement de construction adopté par les ingénieurs est le règlement CCBA 68 (approuvé en 1968), dit aussi règlement «aux contraintes admissibles ». Il constitue un prélude au règlement BAEL.

Les règles BAEL, depuis leur adoption n'ont cessé de subir de multiples modifications dont les plus importantes ont eu lieu en 1991 et en 1999.

En Algérie les expériences dramatiques vécues suite aux séismes dévastateurs d'EL Asnam en 1980 et de Boumerdès en 2003, ont contraint les professionnels de génie parasismique à revoir et à modifier ainsi le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées.

Ce règlement est venu pour compléter le CBA 93 (Code de calcul des ouvrages en béton armé) basé aussi sur la théorie des états limites.

Donc l'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir, cette étude vise à mettre en application toutes les connaissances acquises durant les cinq années de formation d'ingénieur à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Le projet qu'on va entamer consiste en l'étude d'un bâtiment en R + 6 + E/Sol à usage d'habitation et commerce. Il est situé à la wilaya de Bouira classée en zone de sismicité moyenne IIa d'après le règlement parasismique Algérien (RPA99V2003).

Ce projet présente des particularités, notamment une irrégularité en plan et en élévation, contreventé par des voiles porteurs en béton armé. L'étude de ce projet sera menée dans le strict respect des règles du béton armé aux états limites (CBA 93, BAEL 91/99) et des règles parasismiques Algériennes (RPA 99/2003), il sera organisée en six chapitres dont Le premier chapitre portera sur la présentation complète de l'ouvrage et la définition des différents éléments qui le constituent, le choix des matériaux à utiliser ainsi que la déclaration des différentes hypothèses de calcul. Dans le deuxième chapitre, on va établir le pré-dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre consistera à calculer les éléments non structuraux de l'ouvrage (planchers, acrotère, balcon, escalier).

Le quatrième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. Cette étude sera faite par une analyse sur le logiciel de calcul par éléments finis ETABS. Le calcul de ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) fera l'objet du cinquième chapitre de notre étude, où nous allons nous baser sur les résultats donnés par le logiciel de calcul par éléments finis ETABS.

Enfin. Nous terminerons ce travail par l'étude de l'infrastructure.

I. Introduction :

Le béton armé est parmi les matériaux de construction qui sont les plus utilisés et les plus économiques dans la plupart des constructions. Il est le plus répandu dans notre pays, de fait que la majorité des ouvrages sont construits en béton armé.

Il constitue une branche de génie civil qui a pour but de dimensionner les ouvrages d'une façon économique.

I.1.Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui nous a été confié est un bâtiment R+6+E/Sol à usage multiples (habitation et commerce) implanté à BOUIRA, qui est une ville classée selon le RPA99 version 2003 comme étant une zone de sismicité moyenne (IIa), ce projet est constitué :

- D'un entre sol : à usage commercial.
- D'un RDC et des étages courants sont à usage d'habitation.



Figure I.1 : Le plan de masse.

I.1.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Les dimensions de cet ouvrage sont :

- Longueur totale : $L = 26,00 \text{ m.}$
- Largeur totale : $l = 21,20 \text{ m.}$
- Hauteur totale : $H = 25,50 \text{ m.}$
- Hauteur de E / Sol : $H_{E/sol} = 4,08 \text{ m.}$
- Hauteur de R.D.C : $H_{RDC} = 3,06 \text{ m.}$
- Hauteur d'étage : $H_{EC} = 3,06 \text{ m.}$

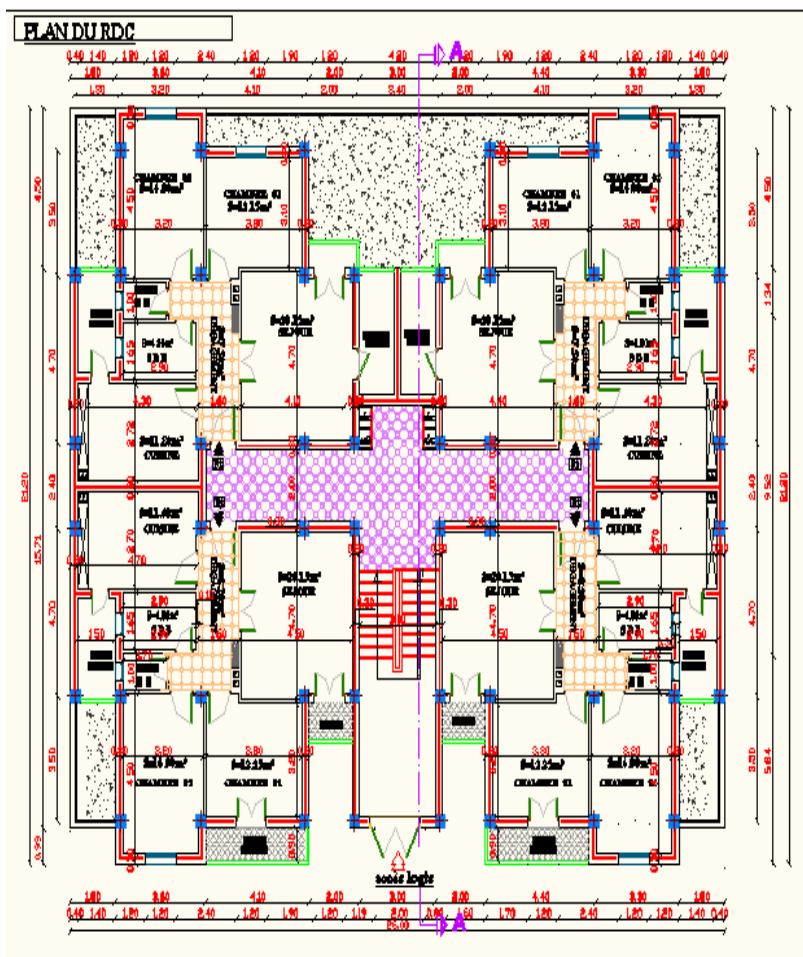


Figure I.2 : La vue en plan.

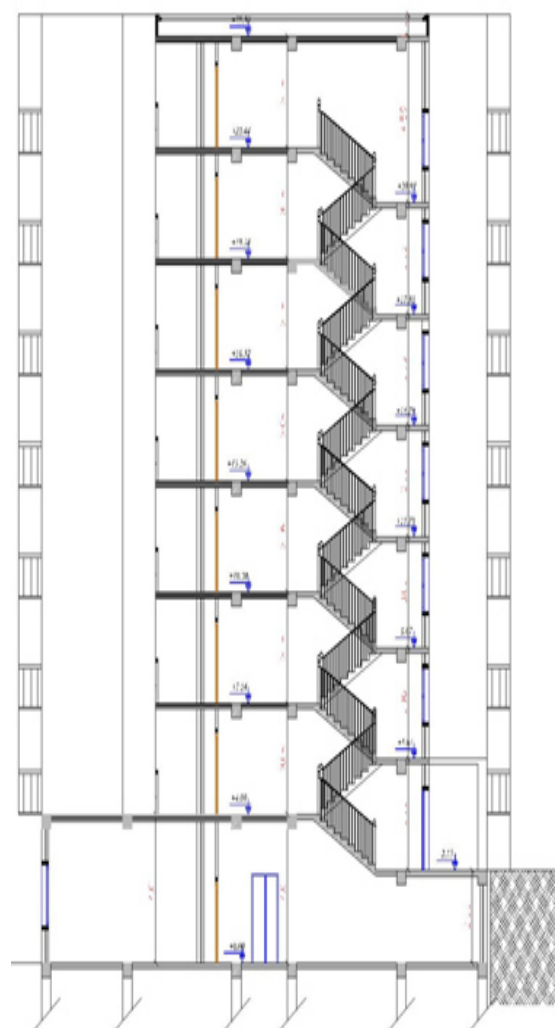


Figure I.3 : La vue en élévation.
(La coupe A-A)

I.1.2. Données sismiques de la structure :

Le sol d'assise de cette construction est un sol meuble (**S3**) d'après le rapport du laboratoire de la mécanique des sols :

- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (**IIa**).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage : **2** (RPA99 version 2003)
- La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,7 \text{ bars}$.

I.1.3. Les éléments de l'ouvrage :

- ❖ **L'ossature** : Conformément aux règles parasismiques algériennes, nous prévoyons de concevoir le bâtiment par un système de contreventement mixte (portiques, voiles) destiné à reprendre conjointement les charges verticales et horizontales pour objectif d'améliorer la stabilité et la rigidité de cette structure.
- ❖ **Les éléments secondaires** :
 - **Les planchers** : pour des raisons d'économie on opte, pour tous les niveaux des planchers à corps creux dont la terrasse est inaccessible.
 - **Les Balcons** : Les balcons sont réalisés en dalles pleines.
 - **Les escaliers** : notre projet est muni d'une cage d'escalier en béton armé à 2 volées coulée sur place.
 - **Les murs** : Les murs périphériques ainsi que les cloisons de répartition sont en maçonnerie :
 - Double cloisons en briques creuses de 15 et 10 cm avec une lame d'air de 5 cm pour les murs périphériques (murs extérieurs).
 - Briques creuses de 10 cm pour les cloisons intérieurs.
 - **Les revêtements** : le revêtement est en :
 - **Ciment** : de 2 cm d'épaisseur pour les murs extérieurs et le voile périphérique de l'E/Sol.
 - **plâtre** : de 2 cm d'épaisseur pour les murs intérieurs ainsi que 3 cm d'épaisseur de l'enduit en plâtre pour les plafonds.
 - **Carrelage** : pour les planchers.

I.2. Les matériaux:

Les matériaux de construction sont des solides utilisés non seulement pour édifier des maisons, des ouvrages, ou encore aménager son environnement (équipement collectif, routes, ponts, aménagements urbains...). Bien qu'un grand nombre de matériaux soit connu depuis fort longtemps, leur étude a débuté trop tard, car l'homme a disposé rapidement d'une grande variété de substances pour tous ses besoins

courants, sans avoir à entreprendre des recherches approfondies. Ainsi il n'a utilisé, au début, que la pierre, l'argile, la chaux, le plâtre etc. mais après l'invention du béton armé dont cette structure à laquelle nous sommes orientées est conçue avec ce dernier, qui est constitué de béton et d'acier.

I.2.1. Le béton :

❖ Les constituants du béton :

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (**BAEL91**), ainsi qu'aux règlements appliqués en Algérie.

Le béton est un mélange composé de :

- **Ciment** : Le ciment est un liant hydraulique composé essentiellement de clinker (mélange calciné de calcaire et d'argile) associé à d'autres constituants secondaires.

Il existe plusieurs types de ciments, chacun est employé pour un travail bien déterminé :

- **Selon la classe de résistance:** on distingue 3 classes de résistance:
 - ✓ 32,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
 - ✓ 42,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
 - ✓ 52,5MPa (la résistance min à la compression à 28j).
- **Selon la composition:** il existe cinq types de ciment suivant la norme NFP15-301 , A chaque type correspond une désignation particulière, ainsi l'appellation « CPA CEM 32,5 » à un ciment portland artificiel dont la résistance à la compression est comprise entre 32,5 et 52,5 MPa (CEM est la dénomination européenne du ciment), on distingue :
 - ✓ Le ciment portland artificiel : **CEMI (95% de clinker +5% gypse)**.
 - ✓ Le ciment portland composé : **CEMII (CPJ)**.
 - ✓ Le ciment de haut-fourneau : **CEMIII (CHF)**.
 - ✓ Le ciment pouzzolanique : **CEMIV (CPZ)**.
 - ✓ Le ciment composé « laitier + cendres »: **CEMV (CLC)**.

- **Les granulats** : On appelle « granulats » les matériaux internes constitués par sables gravillons ou cailloux, qui entrent dans la composition des bétons. C'est l'ensemble des grains compris entre 0 et 125 mm dont l'origine peut-être naturelle, artificielle ou provenant de recyclage. Ils constituent le squelette solide du béton, ils sont classés en trois catégories :

Tableau I.1 : Les classes des granulats

	Sables	Gravillons	Cailloux
Fins	0,08 à 0,315	5 à 8	20 à 31,5
Moyen	0,315 à 1,25	8 à 12,5	31,5 à 50
Gros	1,25 à 5	12,5 à 20	50 à 80

- **L'eau de gâchage:** L'eau utilisée en construction sert à l'hydratation du liant, le mouillage des granulats et pour permettre le malaxage et faciliter la mise en œuvre. La résistance finale d'un béton dépend essentiellement du rapport E/C (masse d'eau / masse de ciment) du mélange.
- **Les adjuvants:** Un adjuvant est un produit chimique ajouté aux bétons, mortiers et coulis au moment de leur confection pour modifier leurs caractéristiques et améliorer certaines propriétés telles que la rhéologie, la cinétique d'hydratation et quelques performances mécaniques selon le besoin.

❖ **Les dosages du béton :** dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- **Granulats :**
 - ✓ Sable (0/5) : 800 L
 - ✓ Gravier (5/25): 400 L
- **Ciment :**
 - ✓ CPA (32,5) : 350 Kg/m³
- **Eau de gâchage :** 175 L

☞ **Remarque :**

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2500 Kg/m³.

❖ **Les caractéristiques du béton :**

➤ **La résistance à la compression f_{cj} :**

Un béton est défini par sa valeur de résistance à la compression à l'âge de 28 jours exprimé en Mpa et notée f_{c28} .

Cette résistance est évaluée sur des éprouvettes cylindriques (16cm, 32cm), écrasées en compression centrée.

On peut admettre la résistance à la compression à l'âge (j) jours par les formules suivantes exigées par le **BAEL 91, art A.2.1, 11** :

$$\left. \begin{aligned}
 f_{cj} &= \frac{(j \times f_{c28})}{(4,76+0,83 j)} \quad \text{avec } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \\
 f_{cj} &= \frac{(j \times f_{c28})}{(1,4+0,95 j)} \quad \text{avec } f_{c28} > 40 \text{ MPa}
 \end{aligned} \right\} f_{c28} = 25\text{MPa} (j = 28)$$

qu'on peut exprimer par :

$f_{ij} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj}$ (BAEL 91, art A.2.1, 12).

Pour $j = 28$ jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ et $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

➤ **Déformation longitudinale :** il existe deux modules de déformation longitudinale :

▪ **Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij} :**

(Art A.2.1,21,BAEL 91) :

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

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

f_{cj} : c'est la résistance à la compression à (j) jours exprimée en Mpa.

- **Module de déformation longitudinale différée E_{vj} :**
(Art A.2.1,2,BAEL 91) :

Pour les charges de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différée E_{vj} est égal à :

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

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$: $E_{ij} = 32164,2 \text{ MPa}$.

$$E_{vj} = 10818,87 \text{ MPa}.$$

➤ **Déformation transversale :**

- **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

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

Avec :

E : module de YOUNG.

v : coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson ν :** C'est le rapport entre les déformations transversales et longitudinales (Art A.2.1,3,BAEL 91) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations.} \\ \nu = 0,2 \text{ (à l'ELS) pour le calcul des déformations.} \end{array} \right.$$

❖ **Modèles de Calcul :**

➤ **A L'ELU :**

▪ **Diagramme contrainte - déformation du béton :**

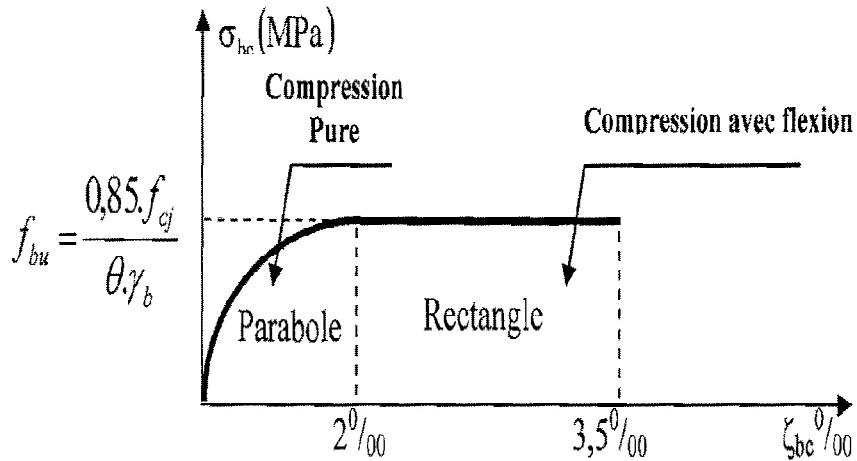


Figure I.4: Diagramme contrainte-déformation du béton à L'ELU.

f_{bu} : contrainte ultime du béton en compression, elle est donnée par la formule suivante exigée par le (BAEL 91, art A.4.3, 41) :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\Theta \cdot \gamma_b}$$

γ_b : coefficient de sécurité du béton :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation durable.} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \Theta = 1 \dots \dots \dots t > 24 \text{ h} \\ \Theta = 0,9 \dots \dots \dots 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \Theta = 0,8 \dots \dots \dots t < 1\text{h.} \end{array} \right.$$

➤ **A L'ELS :**

- **La contrainte admissible de compression du béton :** La valeur de la contrainte admissible de la compression du béton est prise égale à **(BAEL 91, art A.4.5, 2)** :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{cj}$$

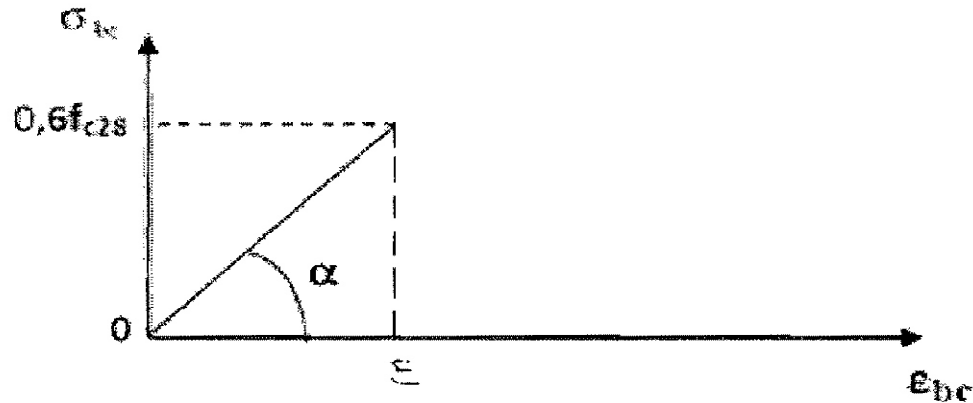


Figure I.5 : Diagramme contrainte -déformation du béton à L'ELS.

- **La contrainte de cisaillement du béton:**

Elle est limité par $\zeta \leq \bar{\zeta}$

- ✓ **Fissuration peu préjudiciable :**

$$\bar{\zeta}_u = \min \{ 0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{MPa} \}$$

- ✓ **Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\bar{\zeta}_u = \min \{ 0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{MPa} \}$$

I.2.2. Aciers:

❖ Définition :

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'à la compression. Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton.

Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue:

- **Les treillis soudés:** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500.
- **Les ronds lisses:** Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence:** Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

Selon le **RPA99/2003**, les armatures longitudinales pour béton armé sont des éléments principaux qui doivent être à haute adhérence (HA) avec $f_e \leq 500$ MPa, l'allongement relatif sous charge maximale spécifique doit être supérieur ou égale à 5%.

Tableau I.2: les types d'aciers

Types	Nuance	Limite élastique Fe(MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture
Haute adhérence(HA)	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses (RL)	FeE235	235	550	12
	FeE215	215	480	14
Treillis soudés (TS)	FeE500	500	550	12

- **Dans notre ouvrage :** on utilisera
 - ✓ Aciers de haute adhérence FeE400armatures longitudinales et transversales.
 - ✓ Treillis soudés (TS) FeE400.....Dalles de compression.

❖ **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

➤ **Etats limites ultimes(ELU) :** Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation expérimentale, ce diagramme se compose de deux parties : **(BAEL99, art A.2.2,2)**

✓ **Droite de Hooke :** ($E_s = \frac{\sigma_s}{\epsilon_s}$) de pente ($E=2.10^5$ MPa) indépendante de la nuance.

✓ **Droite horizontale :** limitée à 10 ‰ (Déformation maximale).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \Longrightarrow \quad \text{pour : } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\text{‰} \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \quad \Longrightarrow \quad \text{pour : } \epsilon_s \leq \epsilon_{se} \end{array} \right.$$

$$\boxed{\epsilon_s = \frac{f_s}{\gamma_s \times E_s}} \quad \text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \dots\dots\dots \text{pour une situation courante.} \\ \gamma_s = 1 \dots\dots\dots \text{pour une situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

ϵ_s : Allongement relatif.

E_s : Module d'élasticité longitudinale de l'acier $E_s = 200000$ MPa **(BAEL91, art A .2.2, 1).**

Pour le cas de ce projet $\sigma_s = \begin{cases} 348\text{MPa} & \text{pour une situation courante.} \\ 400\text{MP} & \text{pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

▪ **Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimental :**

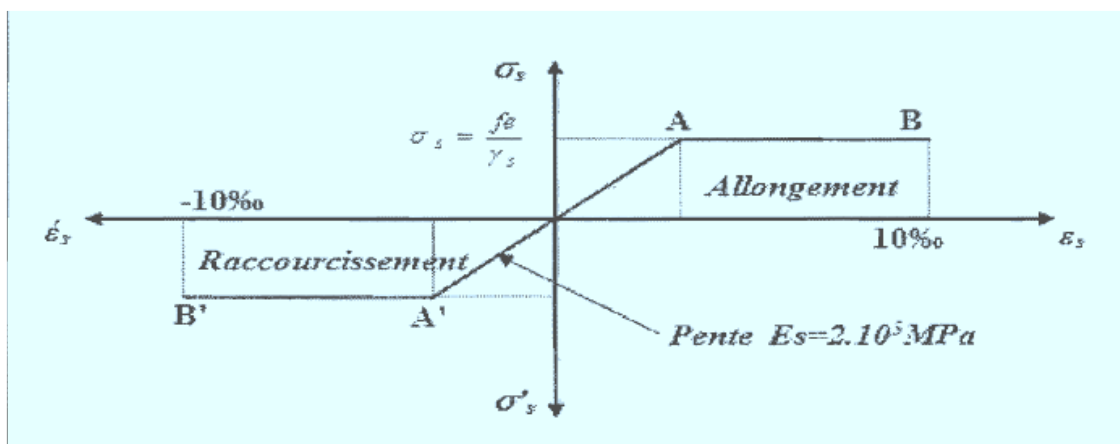


Figure .I.6 : Diagramme contraintes Déformations d'acier expérimental.

La mise en évidence des caractéristiques mécaniques de l'acier se fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple.

▪ **Diagramme contrainte déformation réel :**

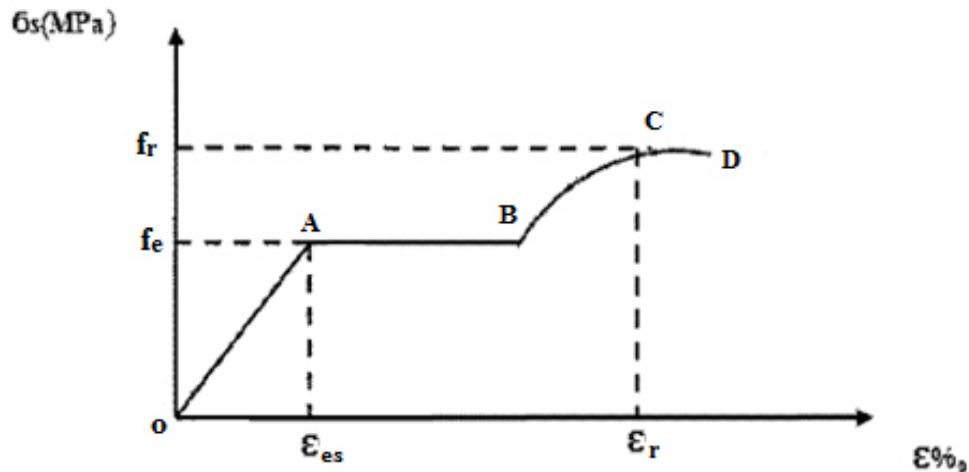


Figure I.7 : Diagramme contraintes déformations de l'acier réel.

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue du diagramme précédent 04 parties:

- ✓ **Zone OA :** Domaine élastique linéaire.
- ✓ **Zone AB :** Domaine plastique.
- ✓ **Zone BC :** Domaine de raffermissement.
- ✓ **Zone CD :** Domaine de striction.

➤ **L'état limite de service (ELS):** A fin de réduire les risques d'ouvertures des fissures dans le béton et selon l'application de la fissuration, le BAEL a limité les contraintes des armatures tendues comme suit:

- **Fissuration peu-préjudiciable :** (pas de limitation dans les contraintes).

$$\bar{\sigma}_s = f_{e} = 400 \text{ MPa}$$

- **Fissuration préjudiciable :** cas des éléments exposés aux agressions non sévères (Chimiques, atmosphériques,...etc.)

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_{e} ; 110\sqrt{n f_{t28}} \} \text{ MPa}$$

pour { $n = 1,6$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ → $\bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$; $f_{e} = 400 \text{ MPa}$ }

- **Fissuration très préjudiciable :** cas des éléments importants ou exposés aux agressions sévères.

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 1/2 f_{e} ; 90\sqrt{n f_{t28}} \} \text{ MPa}$$

pour { $n = 1,6$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ → $\bar{\sigma}_s = 165 \text{ MPa}$; $f_{e} = 400 \text{ MPa}$ }

n: Coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} n = 1,6 \text{ pour les aciers à haut adhérences(HA) de diamètre } \geq 6 \text{ mm.} \\ n = 1,3 \text{ pour les aciers à haut adhérences(HA) de diamètre } \leq 6 \text{ mm.} \\ n = 1 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \end{array} \right.$$

- **Protection des armatures : (Art A.7-2.4 BAEL91)**

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

- ✓ **C ≥ 5 cm** : Pour les éléments exposés à la mer 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.2.3. Les contraintes de calcul : durant l’étude de ce projet, les calculs seront conduits avec les caractéristiques mécaniques suivantes :

❖ **Béton** :

➤ **ELU** :

▪ **Contrainte ultime de compression** :

$$f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b} \quad (\text{en MPa}) \quad (\mathbf{BAEL\ 91\ Art\ 2.3.3.3})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \dots \dots \dots \text{situation durable.} \\ \gamma_b = 1,15 \dots \dots \dots \text{situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

θ = est en fonction de la durée T d’application des combinaisons d’action :

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Theta = 1 \dots \dots \dots t > 24 \text{ h} \\ \Theta = 0,9 \dots \dots \dots 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \Theta = 0,8 \dots \dots \dots t < 1\text{h} \end{array} \right.$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25\text{MPa}$, on obtient : $f_{bu} = 14.2 \text{ MPa en S.D.T}$
 $f_{bu} = 21,74 \text{ MPa S.A}$

▪ **Contrainte ultime de traction à 28j** :

$f_{t28} = 0,6 + 0,06x f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ MPa.} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

➤ **ELS :**▪ **Contrainte ultime de cisaillement :**✓ **Pour la fissuration peu nuisible :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 3,33 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 4,35 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

✓ **Pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \begin{cases} 2,5 \text{ MPa} & \text{situation courante} \\ 3,26 \text{ MPa} & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

▪ **Contraintes de service à la compression : (BAEL91)**

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

❖ **Acier : (FeE400)**➤ **ELU :**

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{pour une situation accidentelle.} \end{cases}$$

➤ **ELS**▪ **Fissuration peu-préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = f_e = 400 \text{ MPa} \quad (\text{Pas de limitation dans les contraintes}).$$

▪ **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{n f_{t28}} \} \text{ MPa}$$

▪ **Fissuration très préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 1/2 f_e ; 90 \sqrt{n f_{t28}} \} \text{ MPa}$$

Avec :
$$\begin{cases} n = 1,6 & \text{pour les aciers a haut adhérences(HA).} \\ n = 1 & \text{pour les aciers ronds lisses(RS).} \end{cases}$$

I.3.Hypothèses de calcul :

I.3.1. Définition des états limites: C'est un ensemble d'états pour lequel il convient de justifier la sécurité d'une construction, Au-delà des critères caractérisant ces états limites, la construction ou l'élément de structure considéré est jugé inapte à remplir sa fonction. On distingue des états limites ultimes et des états limites de service:

I.3.2. Les types des états limites:

❖ **Etats limites ultimes (ELU) :** Leur dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ils

Correspondent à la limite :

- ✓ de l'équilibre statique de la construction (renversement).
- ✓ de la résistance de chacun des matériaux (rupture).
- ✓ de la stabilité de forme (flambement).

➤ **Hypothèse de calcul à l'ELU:**

- Conservation des sections planes après déformation.
- Pas de déplacement relatif entre l'acier et le béton.
- La résistance à la traction du béton est limitée à 3,5‰ en flexion simple et 2 ‰ en compression simple.
- Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10‰.

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

- ✓ **Pivot A :** les pièces soumises à la flexion simple/composée ou à la traction simple.
- ✓ **Pivot B :** les pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- ✓ **Pivot C :** les pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple

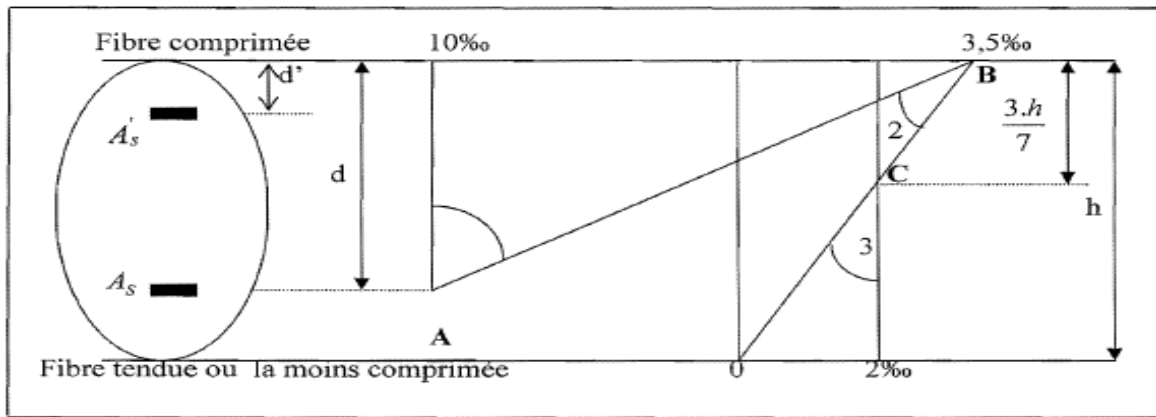


Figure I.8 : Diagramme des déformations limites de la section.

- ❖ **Etats limites de service (ELS):** Ce sont des états dont le dépassement compromettrait le bon fonctionnement en service de la structure, ils correspondent à:
 - ✓ la valeur limite de la compression du béton ou de traction des aciers.
 - ✓ la valeur limite de l'ouverture des fissures pour la sécurité de l'ouvrage.
 - ✓ la valeur limite des déformations acceptables des éléments de la structure.

➤ **Hypothèses de calcul à l'ELS :**

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

n = 15 : coefficient d'équivalence.

II. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance et à la durabilité de l'ouvrage. Pour cela nous nous référons aux recommandations du CBA 93, BAEL91 (version 99 et du RPA99 version 2003).

Le pré dimensionnement des éléments d'une construction consiste à définir les dimensions économiques des différents éléments, qui la constituent dont le but est d'assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage de telles manières à reprendre les sollicitations suivantes :

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

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après les vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1. Les planchers :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs, on distingue deux types de planchers :

- Les planchers à corps creux.
- Les planchers en dalle pleine.

II.1.1. Plancher à corps creux : Dans notre projet les planchers sont à corps creux qui sont constitués de :

- Poutrelles préfabriquées en béton armé disposées parallèlement et espacées de 0,60m.
- Dalle de compression en béton.

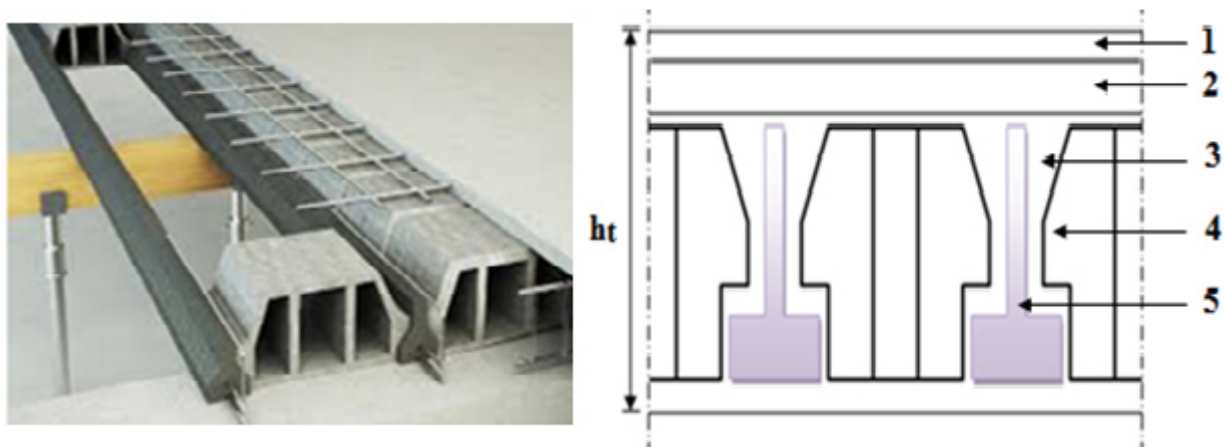


Figure II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

- 1) Revêtement.
- 2) Chape.
- 3) Béton.
- 4) Hourdis.
- 5) Poutrelle.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir des conditions suivantes :

❖ **Condition acoustique** : pour assurer une isolation minimale, l'épaisseur du plancher est :

$$h_t \geq 13 \text{ cm}$$

❖ **Condition de résistance à la flèche** :

$$h_t \geq \frac{\min (L_x \text{ max}, L_y \text{ max})}{22,5}$$

Avec : $L_x \text{ max}$, $L_y \text{ max}$: distance maximale entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles.

$$L_x \text{ max} = 500 \text{ cm} \quad \text{et} \quad L_y \text{ max} = 470 \text{ cm.} \quad \implies \quad h_t \geq 22,22 \text{ cm}$$

D'où on prend $h_t = 20 \text{ cm} \implies$ On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale

$$h_t = (16+4)$$

Donc :

- L'épaisseur de la dalle de compression $\implies 4 \text{ cm}$
- L'épaisseur de corps creux $\implies 16 \text{ cm}$

❖ **Les poutrelles** : Les poutrelles sont des sections en T en béton armé, servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

➤ **La disposition des poutrelles** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

Pour notre projet la disposition est effectuée selon ce critère de la plus petite portée comme il est indiqué sur la figure suivante :

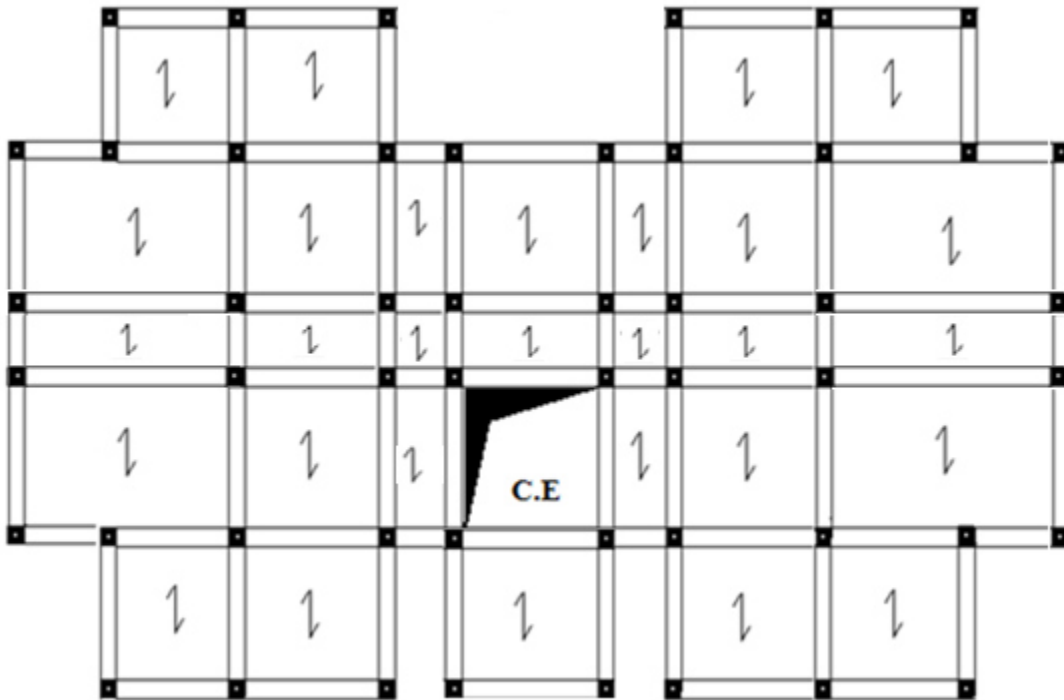


Figure II.2: Schéma de la disposition des poutrelles (RDC).

Le dimensionnement des poutrelles se fait suivant h_t , b_0 et b_1

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{L_n}{2}; \frac{L_{max}}{10}, 6 h_0 \right) \text{ cm} ; 50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}.$$

L_n : c'est la distance entre axes des nervures, Elle est prise généralement égale à 60cm selon les normes Algériennes (**DTR.B.C.22**).

h_0 : c'est l'épaisseur de la dalle de compression.

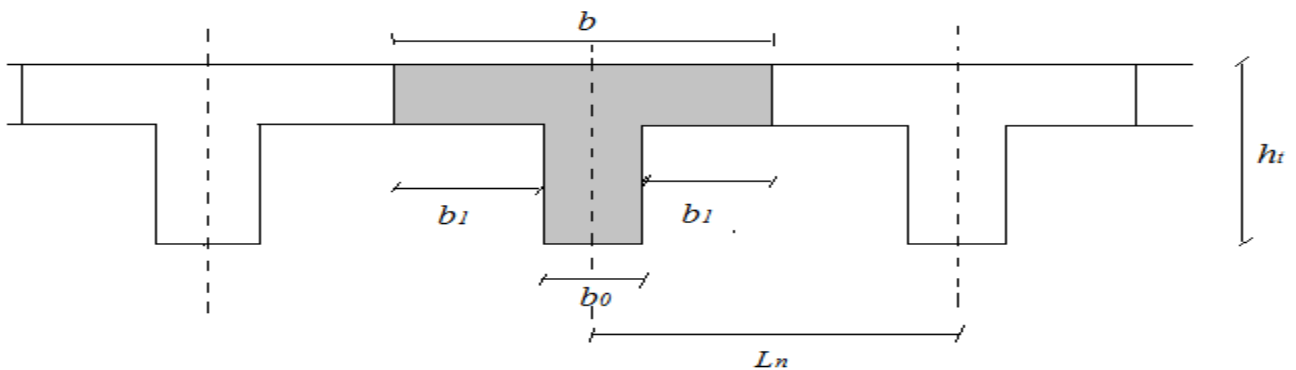


Figure II.3 : Schéma des poutrelles.

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{60}{2}; \frac{L_{max}}{10}, 6 h_0 \right)$$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{60}{2}; \frac{500}{10}, 6 \times 4 \right) \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad b_1 = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 \geq \frac{ht}{2} \quad \Longrightarrow \quad h_t = 20 \text{ cm} \quad \text{d'où} : \quad b_0 \geq 10 \text{ cm.}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 \quad \Longrightarrow \quad b_0 = b - 2 b_1 \quad \text{d'où} \quad b_0 = 60 - 2 \times 24 = 12 \text{ cm}$$

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

II.2. Les balcons:

Les balcons sont constitués en dalle pleine encadré d'un bord et libre de l'autre. Le calcul consiste à déterminer l'épaisseur du balcon à partir de la formule suivante :

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

avec : $L = 1 \text{ m}$, c'est la largeur de balcon

$$e \geq \frac{100}{10} \quad \Longrightarrow \quad e \geq 10 \text{ cm}$$

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

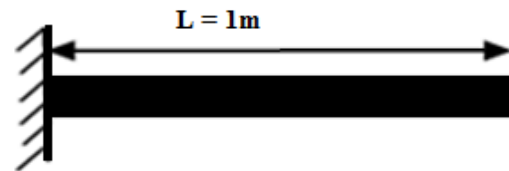


Figure II.4 : Schéma de balcon.

II.3. Les escaliers :

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, son utilisation régulière exige un bon dimensionnement afin d'assurer une sécurité et un confort aux usagers.

Notre structure présente un seul type d'escaliers qui est : escalier droit à deux volées avec palier de repos, réalisés en béton armé coulé sur place.

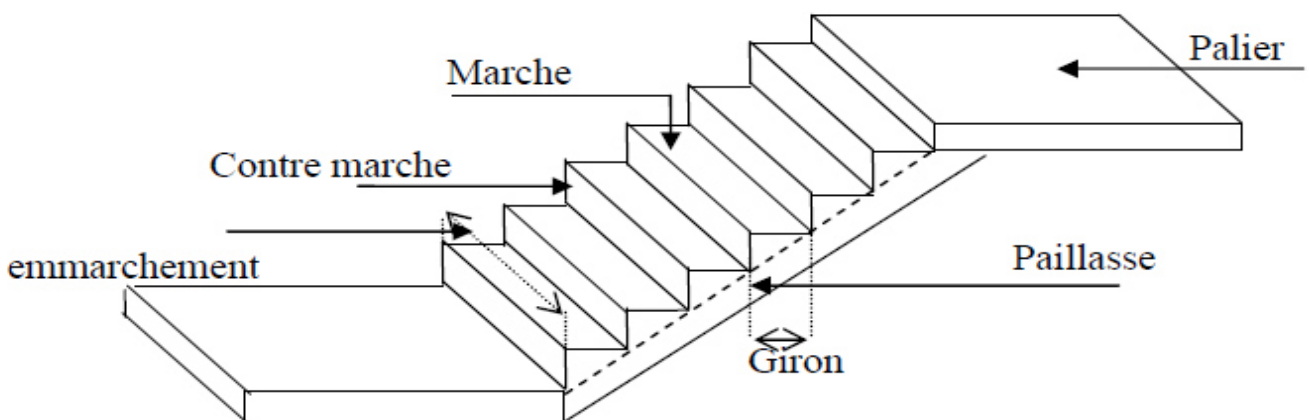


Figure II.5: les éléments constituant un escalier.

❖ **Caractéristiques techniques :**

g : largeurs de la marche (giron).

h : la hauteur de la contre marche.

n : le nombre de marches.

L : largeur de la volée.

H : hauteur d'étage.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 h \leq 66$$

$$H = n \times h \implies h = H/n.$$

$$L = (n - 1) \times g \implies g = L/n-1.$$

❖ **Le giron et la hauteur des contres marches :**

$$H = 3,06 \text{ m} = 306 \text{ cm}.$$

$$L = 2,45 \text{ m} = 245 \text{ cm}.$$

$$n = 8 \text{ (pour une seule volée)}$$

$$\text{On a: } h = H/n = (306/2) / 9 = 17 \text{ cm}$$

$$g = L / (n - 1) = 245 / 8 = 30,62 \text{ cm}$$

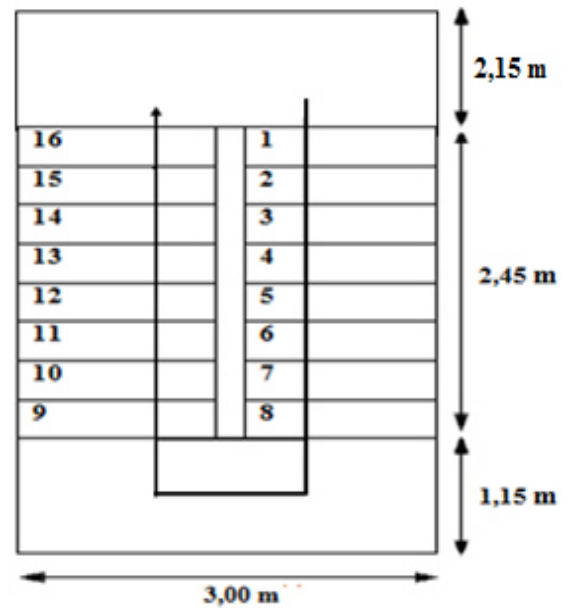


Figure II.6 : Schéma des escaliers à 2 volées.

▪ **Formule de Blondel :**

$$59 \leq g + 2 h \leq 66 \implies 59 \leq 64,62 \leq 66 \implies \text{CV}$$

On adopte: **h = 17cm.** et **g = 30cm.**

➤ **Epaisseur de la paille :**

Elle est déterminée en assimilant cette dernière à une poutre simplement appuyée, elle est calculée par la relation suivante :

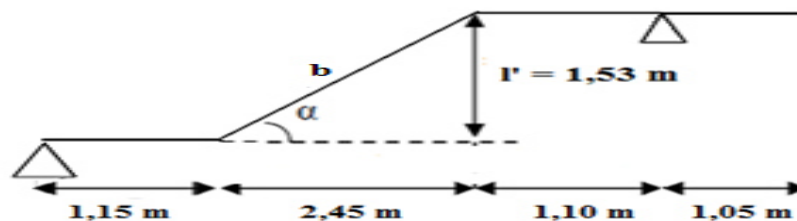


Figure II.7 : Schéma statique des escaliers.

$$L/30 \leq e_v \leq L/20 \quad \text{avec} \quad L = b + (1,15 + 1,10)$$

$$l' = H/2 = 3,06/2 = 1,53 \text{ m}$$

$$\text{Tg } \alpha = 1,53/2,45 \implies \alpha = 31,98^\circ$$

$$\text{Cos } \alpha = 2,45 / b \implies b = 2,45 / \cos 31,98^\circ = 2,89 \text{ m}$$

$$L = 2,89 + (1,15 + 1,10) = 5,14 \text{ m}$$

$$514/30 \leq e_v \leq 514/20$$

$$17,13 \text{ cm} \leq e_v \leq 25,7 \text{ cm} \implies \text{On prend : } e_v = 17 \text{ cm.}$$

➤ **Epaisseur de palier : e_p**

On prend : $e_p = e_v = 17 \text{ cm.}$

Tableau II.1: Dimensions des escaliers.

L (m)	H (m)	N	h (cm)	g (cm)	α (°)	b (m)	e_v (cm)	e_p (cm)
4,04	3,06	16	17	30	31,98	2,89	17	17

II.4. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, placé à la périphérie du plancher terrasse.

Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien Des bâtiments, comme il peut servir de garde-corps pour les terrasses accessibles.

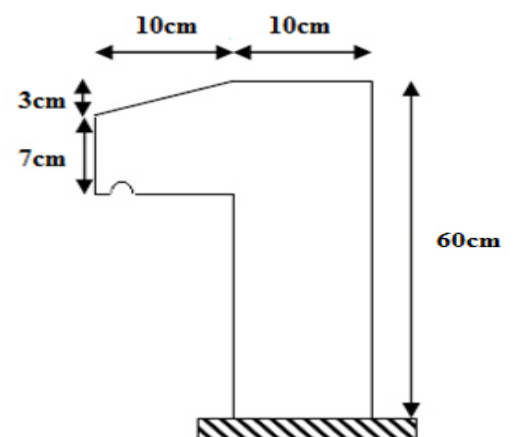


Figure II.8 : Acrotère.

II.5. Les poutres :

Les dimensions des poutres doivent respecter les règles exigées par le RPA99/2003 et celles de BAEL91/99.

Le pré-dimensionnement des poutres principales (Transversales) et des poutres secondaires

(Longitudinales) est résumé dans le tableau suivant sachant que :

- ✓ Les distances maximales entre nus d'appuis selon le sens de la disposition des poutrelles sont :
 - Sens longitudinal (x-x) : $L_{x \max} = 5,00 - 0,30 = 4,70\text{m}$ \implies pour les poutres principales.
 - Sens transversal (y-y) : $L_{y \max} = 4,70 - 0,30 = 4,40\text{ m}$ \implies Pour les poutres secondaires.

Tableau II.2: le pré-dimensionnement des poutres.

Règles	Formules	Poutres principales	Poutres secondaires
		$L_{y \max} = 4,70\text{ m}$	$L_{x \max} = 4,40\text{ m}$
BAEL 91/ 99	Hauteur $L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10$	$31,33 \leq h \leq 47$ On prend : h = 45 cm	$29,33 \leq h \leq 44$ On prend : h = 35 cm
	Largeur $0,3 h \leq b \leq 0,7 h$	$13,5 \leq b \leq 31,5$ On prend : b = 30 cm	$12 \leq b \leq 28$ On prend : b = 30 cm
RPA99/ V 2003	La vérification $h \geq 30\text{ cm}$ $b \geq 20\text{ cm}$ $h / b \leq 4$	CV CV $1,5 \leq 4$	CV CV $1,33 \leq 4$

Avec :

- L_{\max} : la portée de la poutre.
- h : la hauteur de la poutre.
- b : la largeur de la poutre.

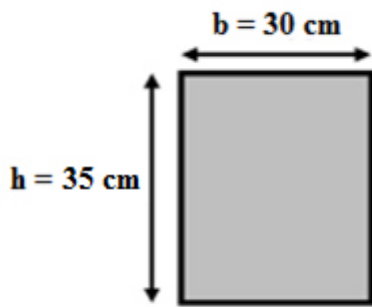


Figure II.9 : Poutre secondaire.

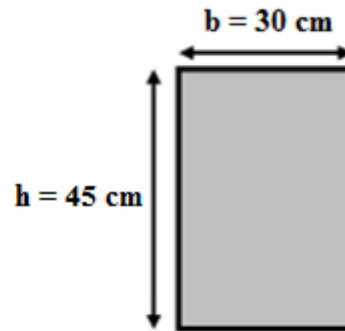


Figure II.10 : Poutre principale.

II.6. Les voiles :

Le Pré-dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du **RPA99V2003**.

Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le **RPA99V2003** article 7.7.1, deux conditions à vérifier :

- ✓ $L \geq 4e$.
- ✓ l'épaisseur minimale est de 15 cm.

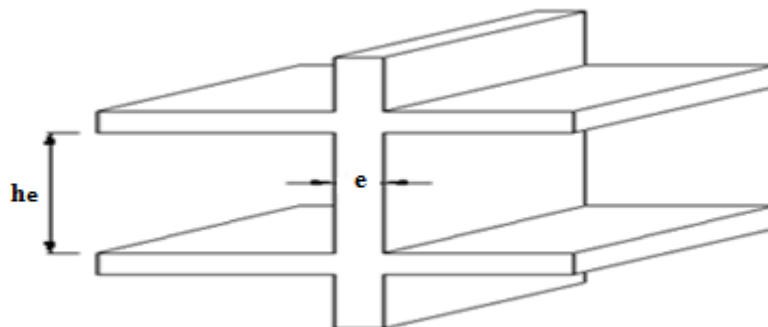


Figure II.11 : Coupe de voile en élévation.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme elle l'indique la figure ci-après :

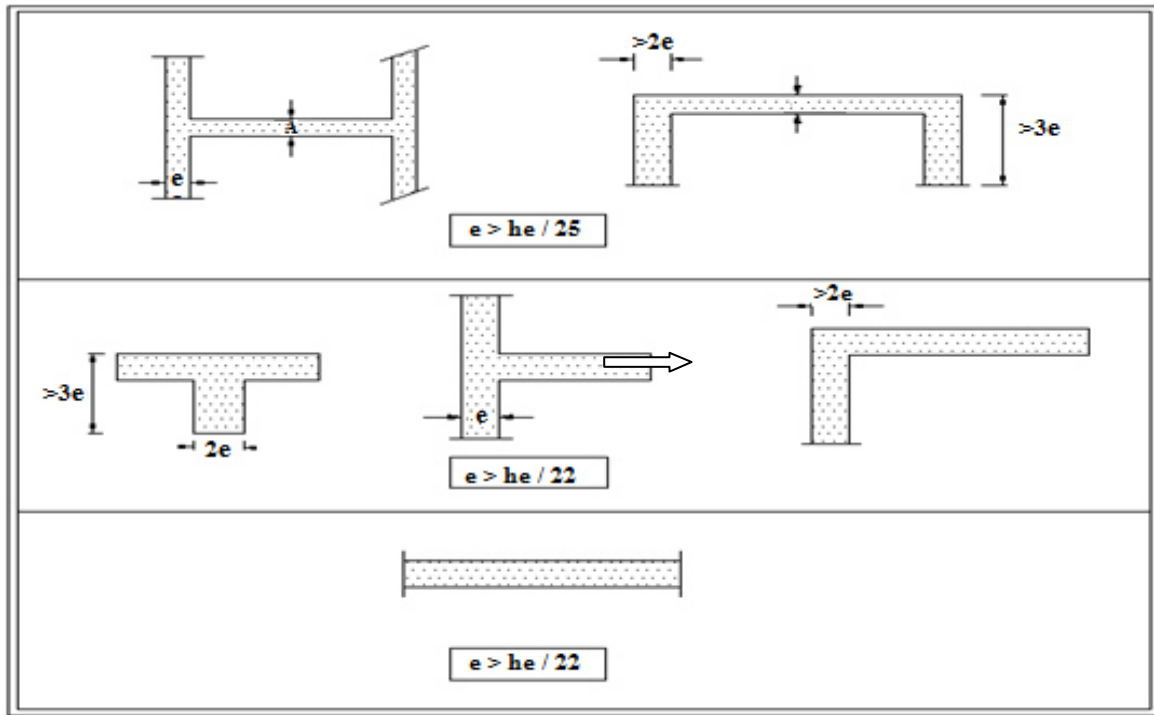


Figure II.12 : Coupe de voile en plan.

$$h_{E/sol} - h_{poutre\ principale} = h_{voile\ E/Sol}$$

$$h_e = h_{voile\ E/sol} = 4,08 - 0,45 = 3,63m \implies h_e = 3,68m.$$

$$h_{RDC} - h_{poutre\ principale} = h_{voile\ RDC}$$

$$h_e = h_{voile\ RDC} = 3,06 - 0,45 = 2,61m \implies h_e = 2,66m.$$

De ce dernier résultat on peut pré dimensionner l'épaisseur du voile avec les lois mentionnées dans le tableau ci-après:

Tableau II.3 : pré dimensionnement des voiles.

h _e (m)		Voile d'angle		e _{adopté} (cm)
		Voile en L	Voile droit	
Formule		e ≥ max (he/22 ; 15).	e ≥ max (he/20 ; 15).	
E/sol	3,68	e ≥ max (16,73; 15). e ≥ 16,73	e ≥ max (18,4 ; 15). e ≥ 18,4	20
RDC	2,66	e ≥ max (12,10; 15). e ≥ 15	e ≥ max (13,30 ; 15). e ≥ 15	20

II.7. Les poteaux : Le pré-dimensionnement de la section des poteaux se fera en compression centré, en choisissant le poteau le plus sollicité. On utilise un calcul basé sur la descente des charges, tout en appliquant la loi de dégression des charges.

II.7.1. Descente des charges :

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire.

La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

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

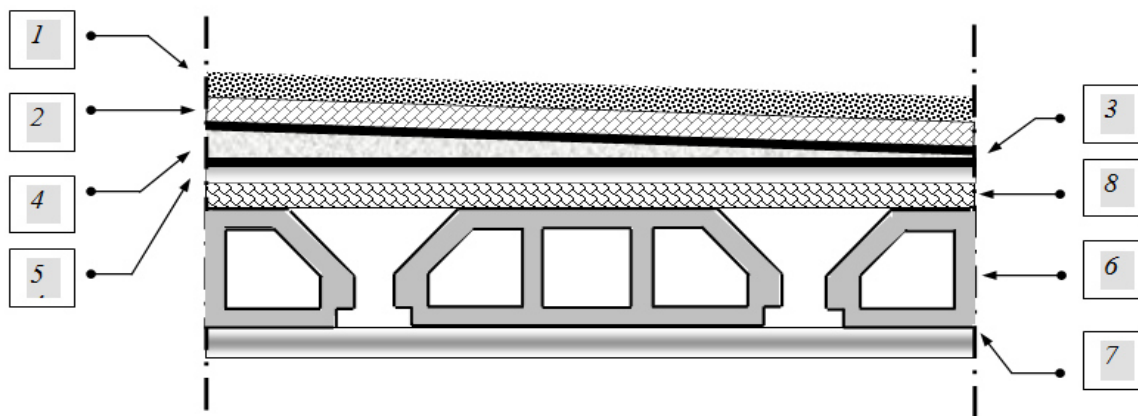
❖ Charge d'exploitations :

Tableau II.4 : Evaluation des charges d'exploitation de notre structure.

Nature des locaux	Valeurs (KN /m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher étage courant a usage d'habitation	1,5
Balcon	3,5
Escalier	2,5

❖ Charges permanentes

➤ Plancher terrasse (inaccessible) :



Figure

II.13 : Les constituants d'un plancher terrasse.

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Numéro	Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Gravillon de protection	5	17	0,85
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Papier kraft	2feuilles	/	0,50
4	Forme de pente	8	23	1,84
5	Isolation thermique	8	4	0,32
6	Plancher corps creux (16+4)	20	/	2,85
7	Enduit en plâtre	2	10	0,20
				G_{Total} = 6,68KN/m²

➤ plancher étage courant :

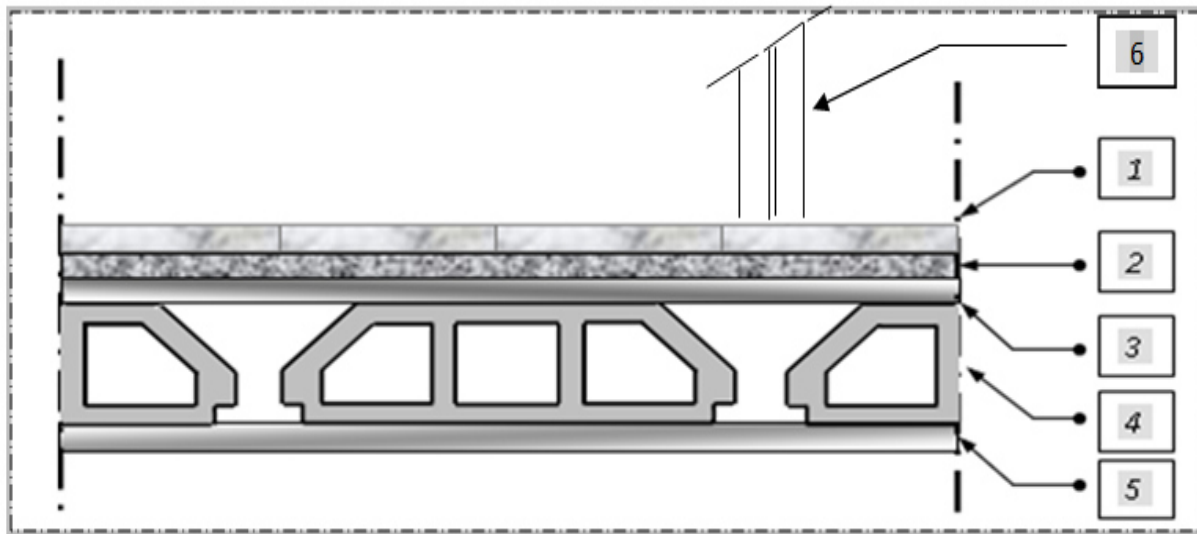


Figure II.14 : Constituant d'un plancher étage courant.

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Numéro	Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaccique (KN/m ²)
1	Carrelage	2	20	0,4
2	Chape de mortier	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Plancher corps creux (16+4)	20	/	2,85
5	Enduit en plâtre	2	10	0,2
6	Cloison de séparation	/	/	1
				Total G = 5,21

➤ Les balcons :

Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes de dalle de balcon.

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Chape de mortier	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	15	25	3,75
Enduit en plâtre	2	10	0,2
			Total G=5,11

➤ Murs extérieurs:

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison) avec 30% d'ouverture :

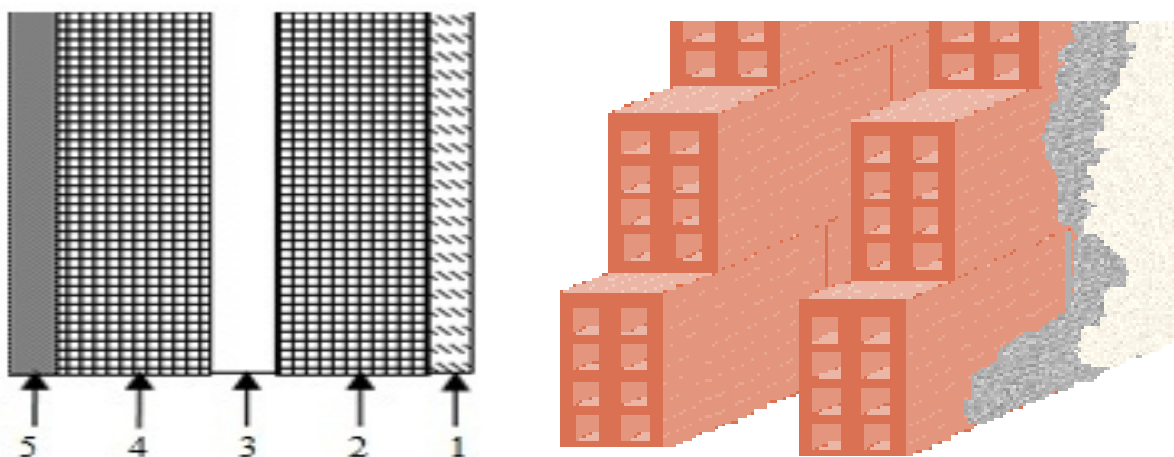


Figure II.15 : Mur extérieur.

Tableau II .8 : Evaluation des charges permanentes dues au mur extérieur.

Les éléments	Numéro de l'élément	E (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	1	2	10	0,2
Briques creuses	2	15	9	1,30
Lame d'air	3	5	0	0
Briques creuses	4	10	9	0,9
Revêtement de Ciment	5	2	20	0,4
				Total G = 2,8

Avec 30% d'ouverture :2,8 x 0,7 = 1,96 kg/m².

G = 1,96 kg/m².

➤ **Murs intérieurs :**

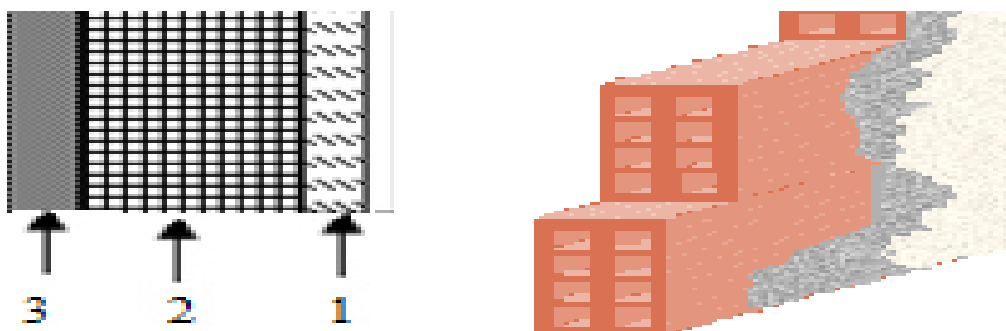


Figure II.16 : Mur intérieur.

Tableau II.9: Evaluation des charges permanentes dues au mur intérieur.

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Briques creuses	10	9	0,9
Revêtement en ciment	2	20	0,4
			Total G = 1,5

➤ **L'acrotère :**

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml : $G = \rho \times S$

S : la surface transversale total de l'acrotère

ρ : le poids volumique de béton $\rho = 25 \text{ KN} / \text{m}^3$

La surface de l'acrotère:

$$S = [(0,1 \times 0,03) / (2)] + (0,1 \times 0,07) + (0,1 \times 0,6) = 0,069 \text{m}^2$$

$$G = 0,068 \times 25 = 1,73 \text{KN/ml.}$$

Tableau II.10: Evaluation de la charge permanent de l'acrotère.

Elément constituants	Masse volumique kN/m ³	Surface m ²	Le poids propre de l'acrotère (kN/ml)
Elément complètement en béton armé	25	0,069	$G_{\text{acrotère}} = 1,73$

➤ Les escaliers:

▪ Palier:

Tableau II.11: Evaluation des charges permanentes de palier.

Les éléments	e (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle en B A	17	25	4,25
Revêtement en ciment	2	20	0,4
			Total G = 5,99

▪ Paillasse :

Tableau II.12: Evaluation des charges permanentes de paillasse.

Les éléments	e(cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfacique (KN/m ²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Poids des marches	17	25	$0,17 \times 25 / 2 = 2,12$
Paillasse	17	25	$0,17 \times 25 / \cos \alpha = 5,01$
Revetement en ciment	2	20	0,4
Gardes corps	/	/	1
			Total G = 9,69

❖ **Les étapes de calcul :**

- On considère le poteau le plus sollicité.
- On calcule la surface reprise par le poteau.
- On détermine les charges et les surcharges qui reviennent au poteau tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

Les dimensions de leurs sections transversales doivent satisfaire les conditions du **RPA 99/V2003**

(art 7.4.1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min } (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min } (b_1, h_1) \geq h_e / 20 \\ 1/4 < (b_1 / h_1) < 4 \end{array} \right. \quad \text{en zones I et II}_a$$

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

A : la section d'acier comprimé.

B_r : la section réduite du béton.

$\gamma_b = 1,5$ situation durable

$\gamma_s = 1,15$ situation accidentelle

α: Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = 0,85 / (1 + 0,2(\lambda/35))^2 & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60(50/\lambda)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Remarque :

$\alpha = 1,1$: la moitié des charges sont appliquées avant 90j.

$\alpha = 1,2$: la moitié des charges sont appliquées avant 28j et f_{c28} est remplacée par f_{cj}

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ cm}^2$

Selon le règlement BAEL91 :

$$B_r \geq (k \beta N_u) / ((\theta f_{bu} / 0,9) + (0,85 / 100) f_{ed})$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right)}$$

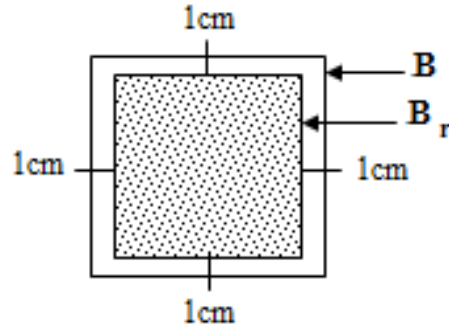


Figure II.17 : Section du poteau.

$\left\{ \begin{array}{l} k = 1,10 \text{ Si plus de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours} \\ k = 1,20 \\ \text{et } f_{c28} \text{ à remplacer par } f_{cj} \end{array} \right\}$ Si plus de la majeure partie des charges est appliquée avant 28 jours.
 $k = 1,00$ Pour les autres cas.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta, \gamma_b} \Rightarrow f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \Rightarrow f_{ed} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

f_{c28} : la résistance a la compression de béton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé $f_e = 400 \text{ MPa}$.

Pour que toutes les armatures participent à la résistance, on prendra l'élanement mécanique forfaitairement égale à : $\lambda = 35$

$$\beta = 1 + 0,2 \times 1 = 1,2 \quad \Longrightarrow \quad \beta = 1,2$$

$\lambda = 35$: pour être toujours dans la compression centrée suivant le même article d'où :

$$\alpha = 0,85 / (1 + 0,2 \times 1) \quad \Longrightarrow \quad \alpha = 0,708$$

Avec : pourcentage minimal des armatures est de 0,8% en zone IIa

Zone IIa: $A_s = 0,8\% B$ $\implies A_s / B = 0,8 / 100$ $\implies A_s / B = 0,008$

$$B_r \geq ((1 \times 1,2 \times N_u \times 10^{-3}) / (1 \times (14,2/0,9) + (0,08/100) \times 348)) \times 10^4$$

Donc : $B_r \geq 0,64 N_u \text{ (cm}^2\text{)}$

➤ **Le Poteau plus sollicité :**

La surface revenante à ce poteau est :

$$S_{\text{aff}} = (1,20 + 2,35) + (2,5 + 2,05)$$

$$S_{\text{aff}} = (3,55 \times 4,55) = 16,15 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = 16,15 \text{ m}^2$$

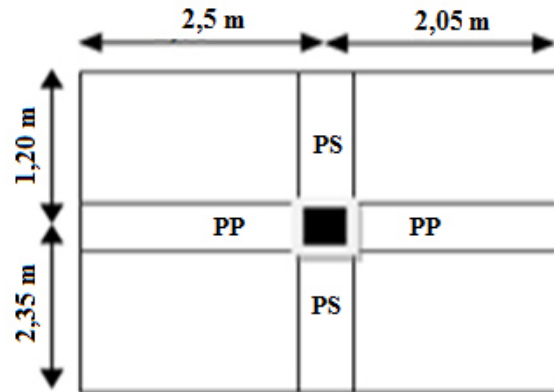


Figure II.18: Section afférente du Poteau plus sollicité.

Donc :

La surface afférente du Poteau le plus sollicité est : $S_{\text{aff}} = 16,15 \text{ m}^2$.

La longueur afférente de la poutre principale (P.P) : $L_{\text{aff}} = 4,55 \text{ m}$.

La longueur afférente de la poutre secondaire (P.S) : $L_{\text{aff}} = 3,55 \text{ m}$.

Le poteau le plus sollicité est un poteau central donc :

- Pour tenir compte du problème de continuité, on doit majorer la surface revenante aux poteaux centraux de 15%.
- Pour tenir compte du poids des poteaux et des poutres, on doit majorer la charge surfacique au niveau du plancher terrasse et étage courant de 10%.

➤ **La loi de dégression des charges d'exploitations: (DTR BC 2.2, Art n°6)**

Pour la toiture..... Q_0

Pour le dernier étage..... Q_1

Pour l'avant dernier étage..... $0,9Q_1$

Pour l'étage immédiatement inférieur..... $0,8Q_1$

Pour le reste des étages inférieurs..... $0,5Q_1$

II.7.2.Exemple de calcul :

Niveau 6^{ème} étage :

$$\text{Terrasse inaccessible : } \begin{cases} G_{\text{terrasse}} = 6,68 \text{ KN/m}^2 \\ Q_{\text{terrasse}} = 1 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$Nu_{\text{terrasse}} = (1,35 \times G_{\text{terrasse}}) + (1,5 \times Q_{\text{terrasse}}) = (1,35 \times 6,68) + (1,5 \times 1) = \mathbf{10,52 \text{ KN/m}^2}$$

$$\text{Poutres : } \begin{cases} G_{\text{p. principale}} = 0,45 \times 0,3 \times 4,55 \times 25 = \mathbf{15,36 \text{ KN}} \\ G_{\text{p. secondaire}} = 0,35 \times 0,3 \times 3,55 \times 25 = \mathbf{9,32 \text{ KN}} \end{cases}$$

$$Nu_{\text{p.p}} = 1,35 \times G_{\text{p.p}} = 1,35 \times 15,36 = \mathbf{20,74 \text{ KN}}$$

$$Nu_{\text{p.s}} = 1,35 \times G_{\text{p.s}} = 1,35 \times 9,32 = \mathbf{12,58 \text{ KN}}$$

$$\text{Poteau: } G_{\text{poteau}} = (a \times b) \times h_{\text{poteau}} \times 25$$

$$Nu_{\text{poteau}} = 1,35 \times G_{\text{poteau}}$$

$$\text{Pour le 6^{ème} étage : } Nu_{\text{poteau}} = \mathbf{0 \text{ KN}}$$

$$\Sigma Nu = (Nu_{\text{terrasse}} \times S_{\text{aff}}) + Nu_{\text{p.p}} + Nu_{\text{p.s}} + Nu_{\text{poteau.cum}}$$

$$\Sigma Nu = (10,52 \times 16,15) + 20,74 + 12,58 = \mathbf{203,22 \text{ KN}}$$

$$\mathbf{1,15 \Sigma Nu = 233,70 \text{ KN}}$$

$$Br = 0,64 \times 1,15 \Sigma Nu = 0,64 \times 233,70 = \mathbf{149,57 \text{ KN}}$$

$$a = \sqrt{Br} + 2\text{cm} = \sqrt{149,57} + 2 = 14,23 \text{ c m}$$

$$\text{On adopte un Poteau de section: } \mathbf{(30 \times 30) \text{ cm}^2}$$

Tableau II.13 : Pré-dimensionnement des poteaux.

Niveau	G_{cum} (KN/m ²)	Q_{cum} (KN/m ²)	S_{aff} (m ²)	$1,15 \Sigma Nu$ (KN)	$Br = 0,64Nu$ (KN)	$a = \sqrt{Br} + 2cm$ (cm)	Section (cm ²)
6	6,68	1	16,15	233,70	149,57	14,23	30 x 30
5	11,89	2,5	16,15	455,09	291,26	19,06	30 x 30
4	17,10	3,85	16,15	661,65	423,46	22,58	35 x 35
3	22,31	5,05	16,15	867,88	555,44	25,57	35 x 35
2	27,52	6,1	16,15	1066,08	682,29	28,12	40 x 40
1	32,73	7	16,15	1264,56	809,32	30,45	40 x 40
RDC	37,94	7,75	16,15	1454,40	930,82	32,51	45 x 45
E/Sol	43,15	8,5	16,15	1649,28	1055,54	34,49	45 x 45

II.7.2.Vérification des poteaux aux exigences de RPA 99:

L'article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 30 \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e / 20 \\ 1/4 \leq b / h \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Min (30,30)} \geq 30 \\ \text{Min (30,30)} \geq h_e / 20 = 15,3 \text{ cm} \\ 1/4 \leq b/h = 1 \leq 4 \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \text{CV}$$

- **Application :** Pour le poteau (45 x 45)

$$\text{Min}(b, h) > 30 \qquad \text{Min}(45, 45) > 30$$

$$\text{Min}(b, h) > h_e / 20 \qquad \text{Min}(45, 45) > h_e / 20 = 20,4 \text{ cm} \qquad \Longrightarrow \text{ C.V}$$

$$1/4 < b/h < 4 \qquad \text{et } b/h = 1 \text{ et } 1/4 < 1 < 4$$

II.7.3. Vérification au flambement :

On doit vérifier que : $\lambda \leq 35$

- $L_f = 0,7 \times l_0$ (la hauteur de poteau).
- $\lambda = L_f / i$ (l'élancement).
- $i = \sqrt{I/B}$ (rayon de giration de la section transversale).

Tableau II.14 : Vérification au flambement.

Niveau	La section	$L_0(\text{m})$	$L_f(\text{m})$	I	λ	$\lambda \leq 35$
6	30 x 30	3,06	2,14	0,09	23,78	Vérifié
5	30 x 30	3,06	2,14	0,09	23,78	Vérifié
4	35 x 35	3,06	2,14	0,10	21,4	Vérifié
3	35 x 35	3,06	2,14	0,10	21,4	Vérifié
2	40 x 40	3,06	2,14	0,12	17,83	Vérifié
1	40 x 40	3,06	2,14	0,12	17,83	Vérifié
RDC	45 x 45	3,06	2,14	0,13	16,46	Vérifié
E/SOL	45 x 45	4,08	2,86	0,13	22	Vérifié

III. Introduction :

Une structure quelconque est composée de deux types d'éléments, on distingue :

- ✓ Les éléments structuraux (principaux).
- ✓ Les éléments non structuraux (secondaires).

Le calcul des éléments secondaires fera l'objet de ce troisième chapitre, qui sont:

L'acrotère, les balcons, les escaliers et les planchers à corps creux.

III.1. Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité qui entoure la périphérie de la terrasse de notre ouvrage, il forme une paroi contre toute chute.

III.1.1. Hypothèses de calcul :

- Dans le calcul, l'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base soumise à son poids (G) propre et à une surcharge horizontale de la main courante (Q).
- Comme l'acrotère est exposé aux intempéries, la fissuration est considérée préjudiciable (Calcul à l'ELU et à l'ELS) en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

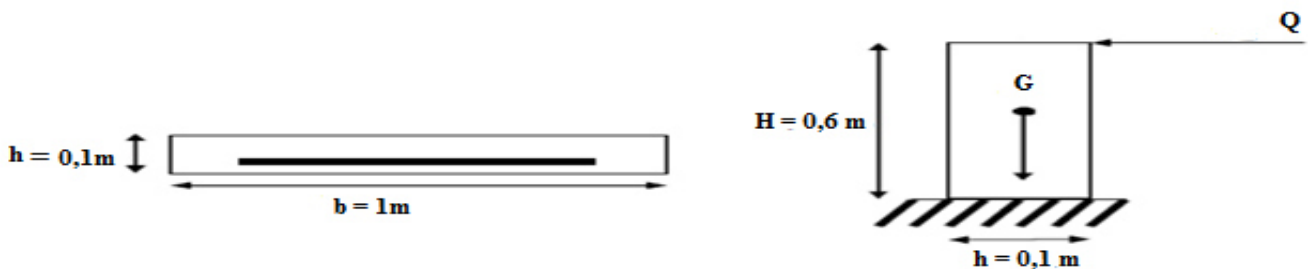


Figure III.1 : Coupe transversale et longitudinale de l'acrotère.

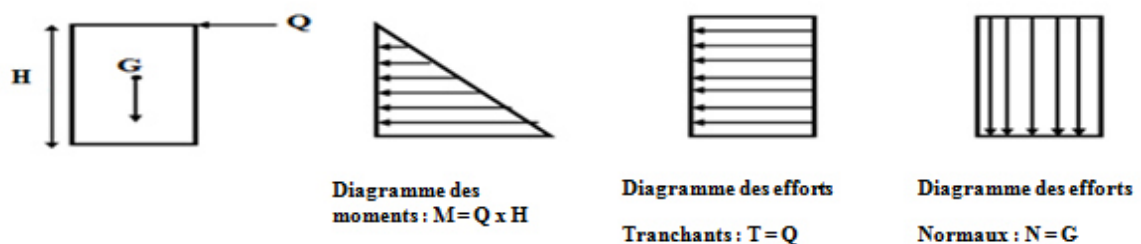


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

III.1.2.Vérification au séisme :

D’après le **RPA99/V2003**, l’acrotère est soumis aux forces horizontales dues au séisme appelées « forces sismiques » notée « F_P » qui agissent sur les éléments non structuraux ancrés à la structure.

Elle peut être évaluée selon la formule suivante : $F_P = 4.A.C_P.W_P$

A : coefficient d’accélération de la zone :

$A = 0,15$ (groupe d’usage 2 et zone II a)**Tableau (4.1) RPA99/2003.**

C_P : facteur de forces horizontales variant entre 0,3 et 0,8**Tableau (6.1) RPA99/2003.**

$C_P = 0,8$ (élément en console).

W_P : poids propre de l’élément :

$W_P = 1,725$ KN/ml

$F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,73 \implies$

$F_p = 0,83$ KN/ml.

❖ **Les charges**

- Le poids propre de l’acrotère \implies

$G = 1,73$ KN/ml.

- La surcharge d’exploitation Q est évaluée comme suit :

$Q = \max (1 ; 0,83) \implies$

$Q = 1$ KN/ml.

Donc :

- Le poids propre : **$G = 1,73$ KN/ml.**
- La charge d’exploitation : **$Q = 1$ KN/ml.**
- La force sismique: **$F_p = 0,84$ KN/ml.**

❖ **Calcul des sollicitations :**

➤ La charge de poids propre G entraîne :

- Un effort normal : $N_G = G \times 1ml \implies N_G = 1,73$ KN.
- Un moment : **$M_G = 0$ KN.m**

➤ La surcharge d’exploitation Q entraîne :

- Un effort normal : **$N_Q = 0$ KN.**
- Un moment : $M_Q = Q \times H = 1 \times 0,6 \implies M_Q = 0,6$ KN.m

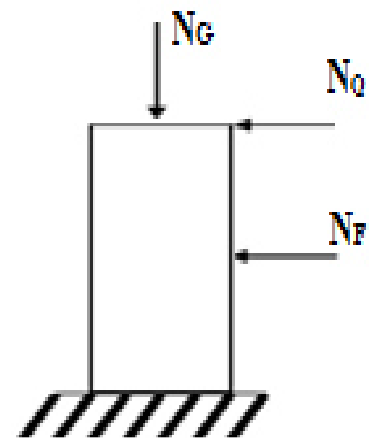


Figure.III.3 : les sollicitations agissant sur l’acrotère.

➤ La force sismique F_p entraîne :

- { Un effort normal : $N_F = 0 \text{ KN}$.
 { Un moment : $M_F = F_p \times (2/3) H = 0,83 \times (2/3) \times 0,6 \implies M_F = 0,33 \text{ KN.m}$.

❖ **Les combinaisons des sollicitations :**

➤ **ELU :** $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$.

➤ **ELS :** $N_{ser} = N_G + N_Q$.

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q.$$

$$M_{ser} = M_G + M_Q.$$

Tableau III.1 : Les combinaisons des sollicitations de l'acrotère.

L'état limite	Les combinaisons	N (KN)	M (KN. m)
ELU	1,35G + 1,5Q	2,34	0,9
ELS	G + Q	1,73	0,6
RPA99/2003	G + Q + F_p	1,73	0,93

III.1.3.Ferraillage de l'acrotère :

Le ferraillage de l'acrotère se fait en considérant une bande de 1ml de section ($b \times h$) cm^2 soumise à la flexion composée :

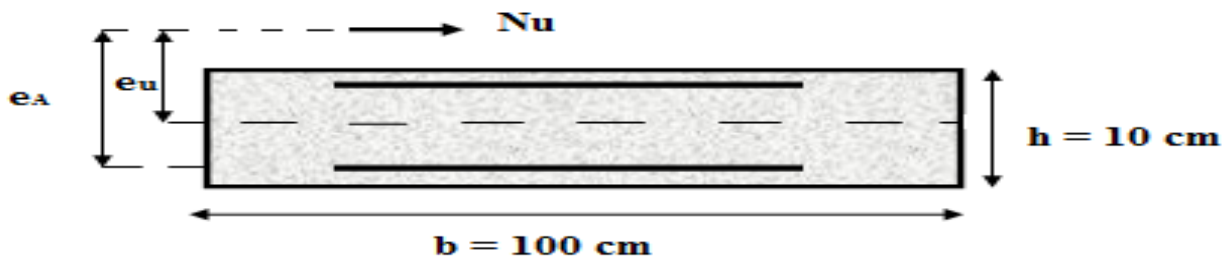


Figure III.4 : Section de calcul de l'acrotère.

h : est l'épaisseur de la section.

$d = h - c'$ est la hauteur ultime.

b : est la largeur de la section.

M_f : est le moment fictif par rapport au centre de gravité des

c et c' : sont enrobage : 2cm.

armatures tendues.

❖ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,34} = 0,385 \text{ m} \implies \boxed{e_u = 39 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm.}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \implies$ section est partiellement comprimée car le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures la section est partiellement comprimée.

Donc le calcul de ferrailage de l'acrotère se fera en :

- 1- flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f .
- 2- flexion composée en fonction de celle qu'on a calculée en flexion simple.

❖ **Ferrailage en flexion simple :**➤ **Calcul de moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) \text{ avec } M_u = 0,9 \text{ KN.m et } N_u = 2,34 \text{ KN.}$$

$$M_f = 0,9 + 2,34 \left(0,08 - \frac{0,10}{2} \right) = 0,97 \text{ KN.m.} \implies \boxed{M_f = 0,97 \text{ KN.m.}}$$

➤ **Calcul de moment réduit:**

✓ On calcul la contrainte ultime du béton :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\alpha \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

✓ puis on calcul le moment réduit : μ_{bu}

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} \quad \text{Avec : } M_u = M_f = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0,97 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times 80^2} = 0,010 \implies \boxed{\mu_{bu} = 0,010}$$

✓ Ensuite on calcul le μ_l : D'après les règles de BAEL 91 :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1)$$

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

Sachant que:

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_{s \times E}} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00174 \quad \Longrightarrow \quad \varepsilon_{se} = 1,74 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \Longrightarrow \quad \text{pour la compression simple ou composée.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \quad \Longrightarrow \quad \text{pour la flexion simple ou composée.}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,667.$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,667(1 - 0,4 \times 0,667) = 0,391 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\mu_l = 0,391}$$

Donc :

$$\mu_{bu} = 0,010 \leq \mu_l = 0,391$$

$\Longrightarrow A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures fictives (armatures longitudinales) :**

$$A_f = \frac{M_f}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2(0,010)}) = 0,0125$$

$$\text{Donc : } z = 79,6 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{0,97 \times 10^6}{79,6 \times 348} = 35,02 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{A_f = 0,35 \text{ cm}^2}$$

➤ **Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée:**

$$A_s = A_f - \frac{Nu}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{2,34 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,28 \text{ cm}^2.$$

III.1.4.Vérification à l'ELU:

❖ **Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99)**

$$A_s \geq \max \left\{ \frac{b \times h}{1000} ; A_{\min} \right\}$$

$$\text{Avec : } A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{ed} = 400 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$A_s \geq \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{100 \times 10}{1000} = 1 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

La section minimale des armatures longitudinales est égale à : **(Art. B.5.3.1/CBA93)**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \mathbf{0,25\% B} & \text{Pour } f_{t28} \leq 2,4 \text{ MPa.} \\ \mathbf{0,20\% B} & \text{pour } f_{t28} > 2,4 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

B : section de béton.

$$\text{On a : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} < 2,4 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad A_s = 0,25\% B.$$

$$\text{Et : } B = 10 \times 100 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = (0,25/100) \times B = (0,25/100) \times 1000 = 2,5 \text{ cm}^2.$$

$A_s = 0,28 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,5 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow$ Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, alors on adoptera : $A_s = A_{\min} = 2,5 \text{ cm}^2$

On prend : **$A_s = 5 \text{ HA } 8 = 2,52 \text{ cm}^2$** .

$$\text{Avec un espacement : } S_t = b / 5 = 100 / 5 = 20 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,52}{4} = 0,63 \text{ cm}^2.$$

On adopte: $A_s = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

Sachant que : la hauteur sur laquelle ces armatures sont réparties est égale à 60 cm donc l'espacement entre elles est:

$$S_t = h / 4 = 60 / 4 = 15 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}.$$

❖ **Vérification au cisaillement :(BAEL 91/99)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} \quad \Longrightarrow \quad V_{u \max} = Q \times 1,5 = 1 \times 1,5 = 1,5 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times 80} = 0,019 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

❖ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art. 5.1.1/ BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_1}$$

τ_{se} : la contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_s$: la contrainte d'adhérence.

ψ_s : Coefficient de seulement ($\psi_s = 1,5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$$\sum u_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

n : nombre de barres.

\emptyset : le diamètre des barres. ($\emptyset = 8 \text{ mm}$)

$$\sum u_1 = 5 \times 3,14 \times 8 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 125,6} = 0,17 \text{ MPa.} \\ \tau_s = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = 0,17 \text{ MPa} \leq \tau_s = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

III.1.5.Vérification à L'ELS :

L'acrotère est exposée aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification des contraintes dans les aciers et le béton en se basant sur les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s < \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_s$ est choisie selon le type de fissuration.

❖ Vérification des contraintes maximales dans le béton :

✓ On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \implies \boxed{\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ est la contrainte admissible dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = K \times y \quad \text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + n \left[As(d-y)^2 + As'(y-d')^2 \right]$$

y : est la position de l'axe neutre.

I : est le moment d'inertie.

▪ Position de l'axe neutre « y » :

$$y = \frac{n.(As+As')}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b.d.As + (d.As')}{7,5.(As+As')^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$$

n : est le coefficient d'équivalence Acier – Béton ($n = 15$).

As' : est la section des armatures comprimées ($As' = 0$).

$$y = \frac{15 \times 2,52}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 80}{7,5 \times 2,52}} - 1 \right] = 2,11 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{y = 2,11 \text{ cm.}}$$

▪ **Moment d'inertie « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n [As (d - y)^2 + As' (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 2,11^3}{3} + \left[15 \times [2,52 (8 - 2,11)^2] \right] = 1624,49 \text{ cm}^4. \quad \Longrightarrow \quad \boxed{I = 1624,49 \text{ cm}^4.}$$

$$K = \frac{0,6 \times 10^6}{1624,49 \times 10^4} = 0,037 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,037 \times 21,1 = 0,78 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\sigma_{bc} = 0,78 \text{ MPa}}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 0,78 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$

❖ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

- On doit vérifier q $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s$ est la contrainte admissible dans l'acier.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \eta = 1.6 \text{ pour des HA} > 6 \text{ mm.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226,6 \text{ MPa; max} (200 \text{ MPa, } 201,6 \text{ MPa}) \right\} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = n \times K (d - y) = 15 \times 0,037 \times (80 - 21,1) = 31,81 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\sigma_s = 31,81 \text{ MPa}}$$

Donc : $\sigma_s = 31,81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$

Tableau III.2 : Récapitulation du ferrailage de l'acrotère.

	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{\text{repartition}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres
La section des armatures	0,28	2,52	2,5	5HA8	2,01	4HA8

❖ **Conclusion de ferrailage :**

La section des armatures ainsi que le nombre des barres sont convenables.

III.1.6. Schéma de ferrailage de l'acrotère :

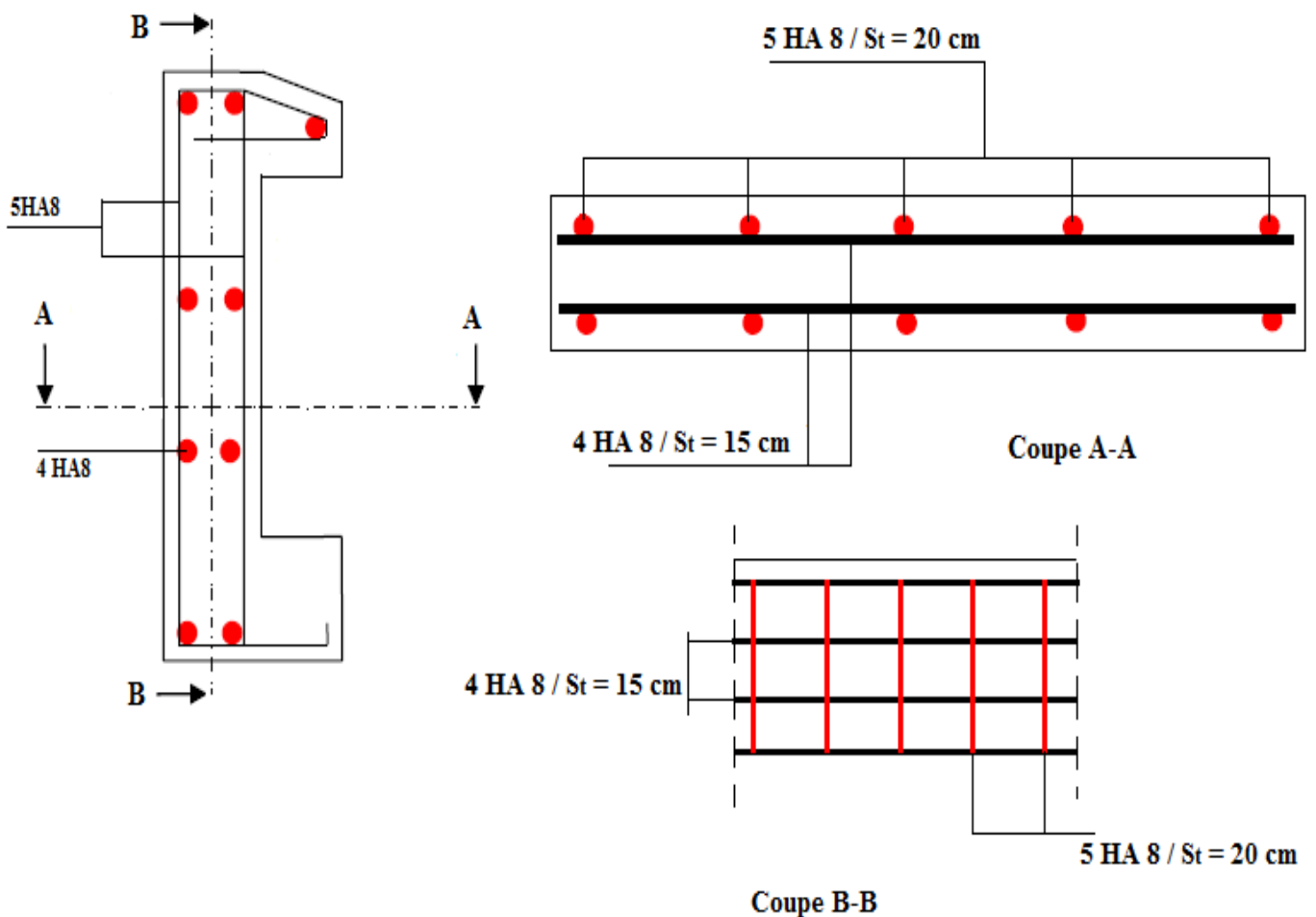


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Etude des Balcons :

Notre ouvrage comporte un seul type de balcon : dalle pleine sur deux appuis, assimilée à une console de portée de **1 m** et d'épaisseur de **15 cm**. Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Les balcons sont soumis aux charges et surcharges suivantes :

- Leurs poids propre (charge permanente) : $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$.
- La surcharge d'exploitation sur le balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge du garde corps : $G_1 = 1 \text{ KN/m}$.

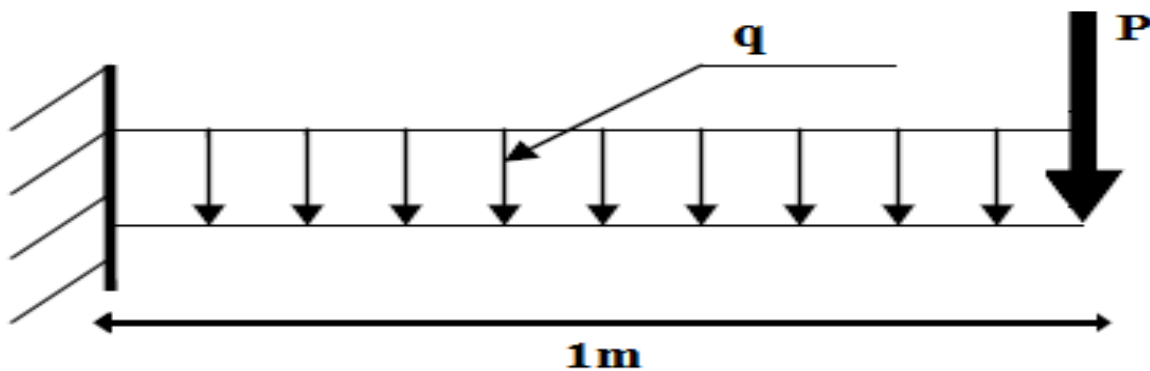


Figure III.6 : Schéma statique des balcons.

III.2.1. Combinaisons des charges:

Tableau III.3 : Les combinaisons des charges dans les balcons.

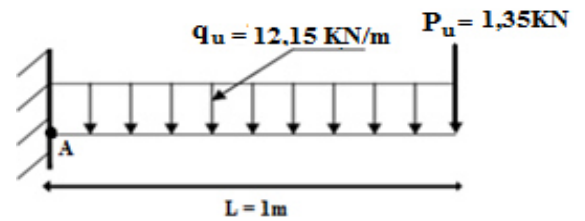
L'état limite	Les combinaisons	Résultats
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$.	12,15
	$P_u = 1,35 G_1 \text{ (KN)}$.	1,35
ELS	$q_s = G + Q \text{ (KN/m}^2\text{)}$.	8,61
	$P_s = G_1 \text{ (KN)}$.	1

III.2.2. Calcul des sollicitations (moments et efforts tranchants):

❖ L'ELU :

➤ L'effort tranchant maximal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F/x = 0. \\ \sum F/y = 0. \end{array} \right.$$



$$\sum F/x = 0. \implies R_x = 0.$$

$$\sum F/y = 0. \implies R_y - q_u \times L - p_u = 0.$$

$$R_y = q_u \times L + p_u = (12,15 \times 1) + (1,35) = 13,5 \text{ KN.} \implies \boxed{R_y = T_{u,\max} = 13,5 \text{ KN.}}$$

➤ Le moment fléchissant maximal : $\sum M/A = 0.$

$$M_{u,\max} + [q_u \times (L^2 / 2)] + (P_u \times L) = 0.$$

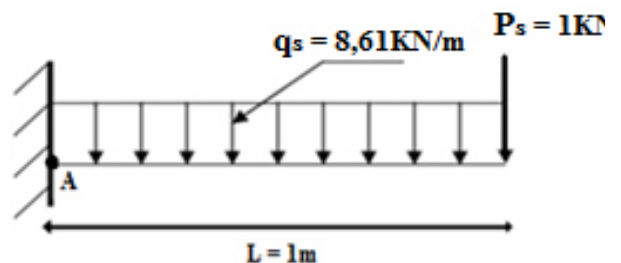
$$M_{u,\max} = - [q_u \times (L^2 / 2)] - (P_u \times L)$$

$$M_{u,\max} = - [12,15 \times (1^2 / 2)] - (1,35 \times 1) = - 7,43 \text{ KN.m} \implies \boxed{M_{u,\max} = - 7,43 \text{ KN.m}}$$

❖ L'ELS :

➤ L'effort tranchant maximal :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum F/x = 0. \\ \sum F/y = 0. \end{array} \right.$$



$$\sum F/x = 0. \implies R_x = 0.$$

$$\sum F/y = 0. \implies R_y - q_s \times L - p_s = 0.$$

$$R_y = q_s \times L + p_s = (8,61 \times 1) + (1) = 9,61 \text{ KN} \implies \boxed{R_y = T_{u,\max} = 9,61 \text{ KN.}}$$

- **Le moment fléchissant maximal : $\sum M/A = 0$**

$$M_{S,max} + [q_s \times (L^2 / 2)] + (P_s \times L) = 0.$$

$$M_{S,max} = - [q_s \times (L^2 / 2)] - (P_s \times L)$$

$$M_{S,max} = - [8,61 \times (1^2 / 2)] - (1 \times 1) = - 5,31 \text{KN.m} \quad \Rightarrow \quad \boxed{M_{S,max} = - 5,31 \text{KN.m}}$$

Tableau III.4: Les moments et les efforts tranchants dans les balcons.

Sollicitations	ELU	ELS
Effort tranchant "T" (KN)	13,5	9,61
Moment fléchissant "M" (KN.m)	-7,43	-5,31

III.2.3. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant:

A partir du logiciel de flexion des poutres droites « RDM 6 » on a pu avoir les diagrammes suivants :

❖ ELU :

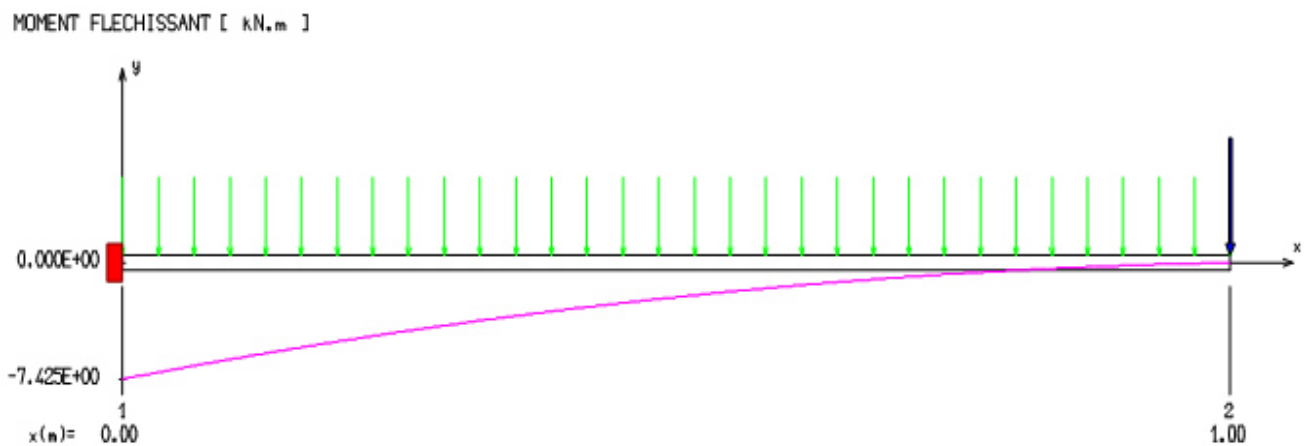


Figure III.7: Diagramme du moment fléchissant dans le balcon à l'ELU.

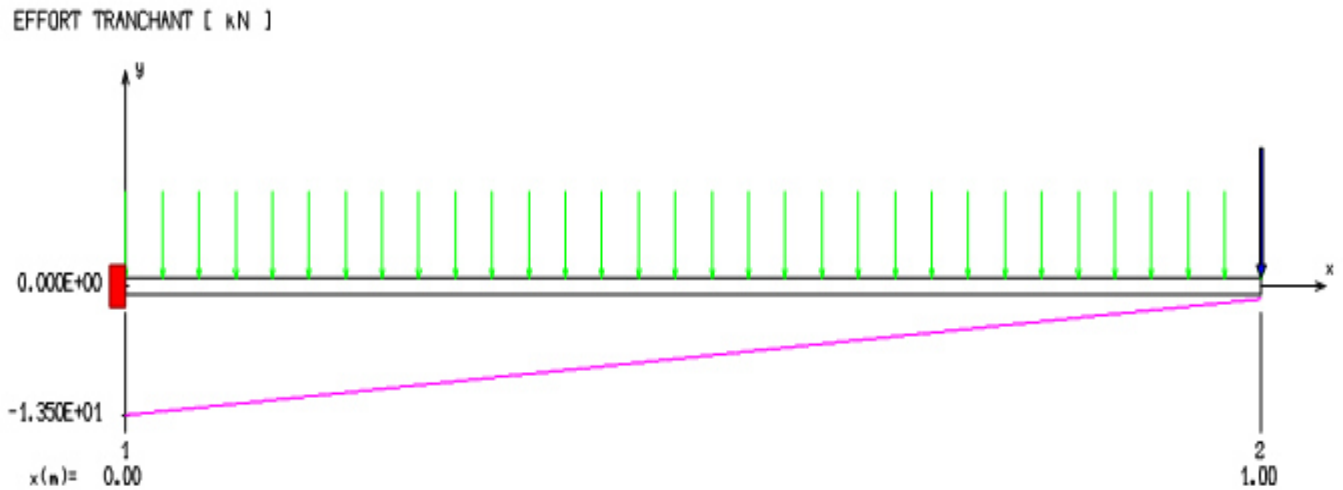


Figure III.8: Diagramme de l'effort tranchant dans le balcon à l'ELU.

➤ ELS :

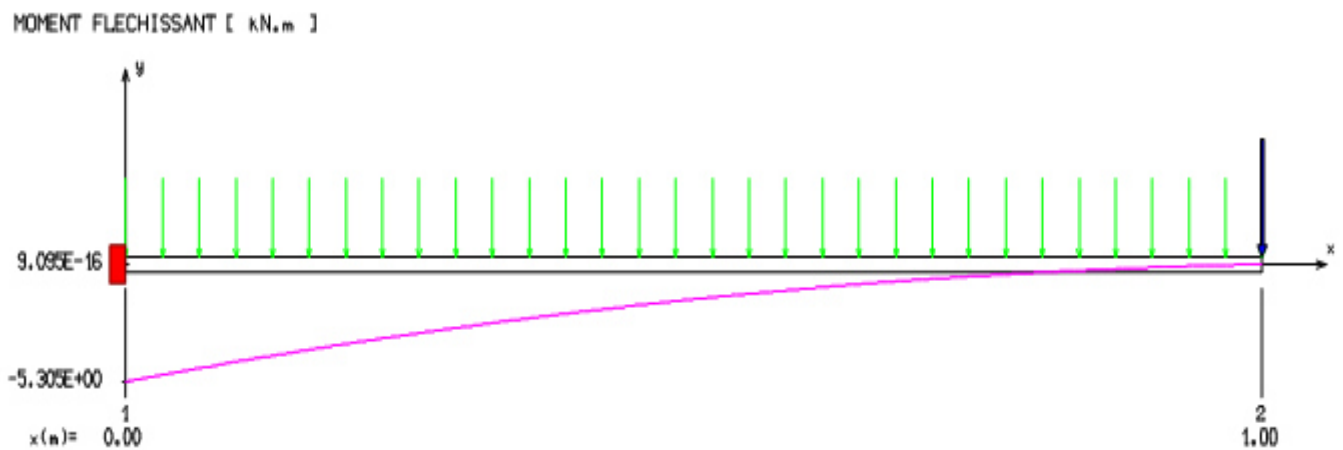


Figure III.9: Diagramme du moment fléchissant dans le balcon à l'ELS.

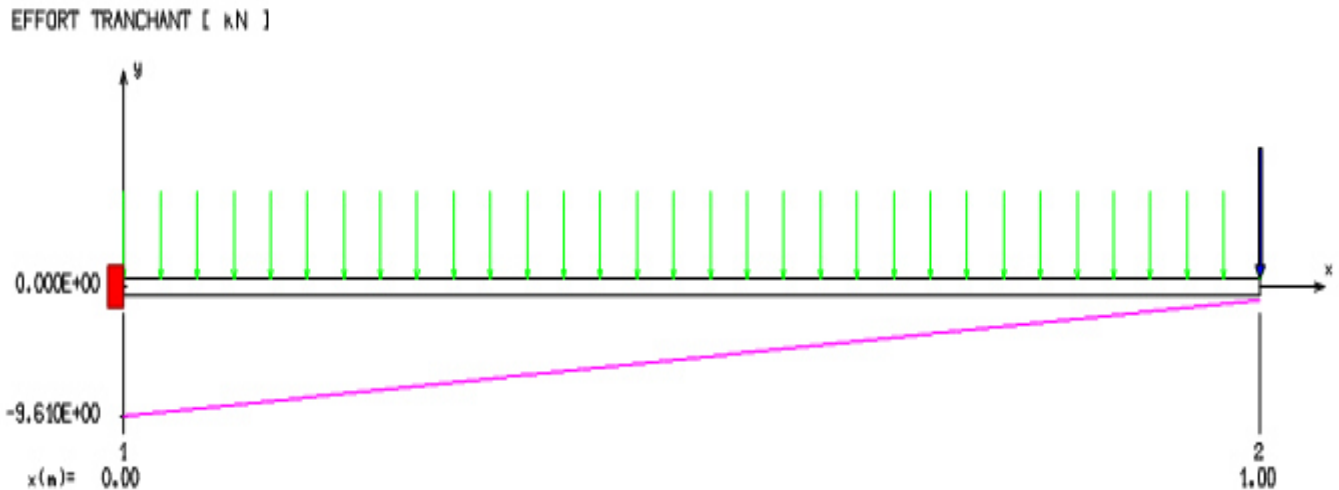


Figure III.10: Diagramme de l'effort tranchant dans le balcon à l'ELS.

III.2.4.Ferraillage du balcon :

Le calcul de ferraillage de balcon se fait en flexion simple au niveau de la section dangereuse (section d'encastrement).

➤ **Calcul de moment réduit:**

- On calcul la contrainte ultime du béton :

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\alpha \times \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

- puis on calcul le moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2}$$

Avec : $M_u = -7,43 \text{ KN.m}$; $b = 1 \text{ ml}$; $d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,5 \text{ cm}$

$$\mu_{bu} = \frac{7,43 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (135)^2} = 0,028 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\mu_{bu} = 0,028}$$

- Ensuite on calcule le μ_l : D'après les règles de **BAEL 91** :

$$\mu_l = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1).$$

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

Sachant que:

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_{s \times E}} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00174 \quad \Longrightarrow \quad \varepsilon_{se} = 1,74 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \Longrightarrow \quad \text{pour la compression simple ou composée.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \quad \Longrightarrow \quad \text{pour la flexion simple ou composée.}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,667.$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,667(1 - 0,4 \times 0,667) = 0,391 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\mu_l = 0,391}$$

Donc :

$$\mu_{bu} = 0,028 \leq \mu_l = 0,391.$$

$\Longrightarrow A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

➤ **Calcul de la section des armatures longitudinales:**

$$A_s = \frac{M_f}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d(1 - 0,4 \alpha) \quad \text{tel que : } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,028)}) = 0,036$$

$$\text{Donc : } z = 133,056 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{7,43 \times 10^6}{133,056 \times 348} = 160,46 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{A_s = 1,60 \text{ cm}^2}$$

On prend: $\boxed{A_s = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2.}$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = b / 4 = 100 / 4 = 25 \text{ cm} \quad \Longrightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

III.2.5.Vérification à l'ELU:**➤ Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99)**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{ed} = 400 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2. \implies \text{C.V}$$

On adopte : $A_s = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2.$ avec : $S_t = 25 \text{ cm}.$

➤ Vérification de la disposition des armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = S_t \leq \min \{3 \times 15 ; 33\text{cm}\} = S_t \leq \min \{45\text{cm} ; 33\text{cm}\}$$

$S_t = 25\text{cm} < 33\text{cm}.$ \implies la disposition des armatures longitudinales est vérifiée.

➤ Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2.$$

On adopte: $A_s = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

Sachant que la longueur sur laquelle ces armatures sont réparties est égale à 100 cm donc l'espacement entre elles est:

$$S_t = h / 4 = 100 / 4 = 25\text{cm} \implies S_t = 25 \text{ cm}.$$

▪ Vérification de la disposition des armatures de répartition :

$$S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = S_t \leq \min \{4 \times 15 ; 45\text{cm}\} = S_t \leq \min \{60\text{cm} ; 45\text{cm}\}$$

$S_t = 25\text{cm} < 45\text{cm}.$ \implies La disposition des armatures de répartition est vérifiée.

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL 91/99)**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa. (La fissuration est préjudiciable)}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{13,5 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times 135} = 0,1 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\tau_u = 0,1 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0,1 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art. 5.1.1/ BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_1}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ($\psi_s = 1,5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\bar{\tau}_{se}$: la contrainte de cisaillement. ; τ_s : la contrainte d'adhérence.

$$\sum u_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

n : nombre de barres.

\emptyset : le diamètre des barres. ($\emptyset = 10\text{mm}$)

$$\sum u_1 = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{13,5 \times 10^3}{0,9 \times 135 \times 125,6} = 0,88 \text{ MPa.} \\ \bar{\tau}_s = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = 0,88 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

III.2.6.Vérification à L'ELS :

Le balcon est exposée aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification des contraintes dans les aciers et dans le béton en se basant sur les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_s$ est choisie selon le type de fissuration.

➤ Vérification des contraintes maximales dans le béton :

✓ On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \implies \boxed{\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ est la contrainte admissible dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = K \times y \quad \text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + n \left[As(d-y)^2 + As'(y-d')^2 \right]$$

y : est la position de l'axe neutre.

I : est le moment d'inertie.

▪ Position de l'axe neutre « y » :

$$y = \frac{n \cdot (As + As')}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot As + (d \cdot As')}{7,5 \cdot (As + As')^2}} - 1 \right] \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

n : est le coefficient d'équivalence Acier – Béton ($n = 15$).

As' : est la section des armatures comprimées ($As' = 0$).

$$y = \frac{15 \times 3,14}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 13,5}{7,5 \times 3,14}} - 1 \right] = 3,13 \text{ cm.} \implies \boxed{y = 3,13 \text{ cm.}}$$

▪ **Moment d'inertie « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n [A_s (d - y)^2 + A_s' (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 3,13^3}{3} + \left[15 \times [3,14 (13,5 - 3,13)^2] \right] = 6087,13 \text{ cm}^4. \implies \boxed{I = 6087,13 \text{ cm}^4.}$$

$$K = \frac{5,31 \times 10^6}{6087,13 \times 10^4} = 0,087 \text{ N/ mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,087 \times 31,3 = 2,72 \text{ MPa} \implies \boxed{\sigma_{bc} = 2,72 \text{ MPa}}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 2,72 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$

➤ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

- On doit vérifier que $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\bar{\sigma}_s$ est la contrainte admissible dans l'acier.

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \} \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \eta = 1,6 \text{ pour des HA} > 6 \text{ mm.} \\ f_e = 400 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 226,6 \text{ MPa; max} (200 \text{ MPa, } 201,6 \text{ MPa}) \right\} \implies \boxed{\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = n \times K (d - y) = 15 \times 0,087 \times (135 - 31,3) = 31,81 \text{ MPa} \implies \boxed{\sigma_s = 135,33 \text{ MPa}}$$

Donc : $\sigma_s = 135,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.} \implies \text{C.V}$

Tableau III.5 : Récapitulation du ferrailage des balcons.

	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\text{adoptée}}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{min}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres	$A_{\text{repartition}}(\text{cm}^2)$	Choix des barres
La section des armatures	1,60	3,14	1,63	4HA10	2,01	4HA8

➤ **Conclusion de ferrailage :**

- La section des armatures ainsi que le nombre des barres sont convenables.
- Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire tant que toutes les conditions sont vérifiées.

III.2.7.Schéma de ferrailage du balcon :

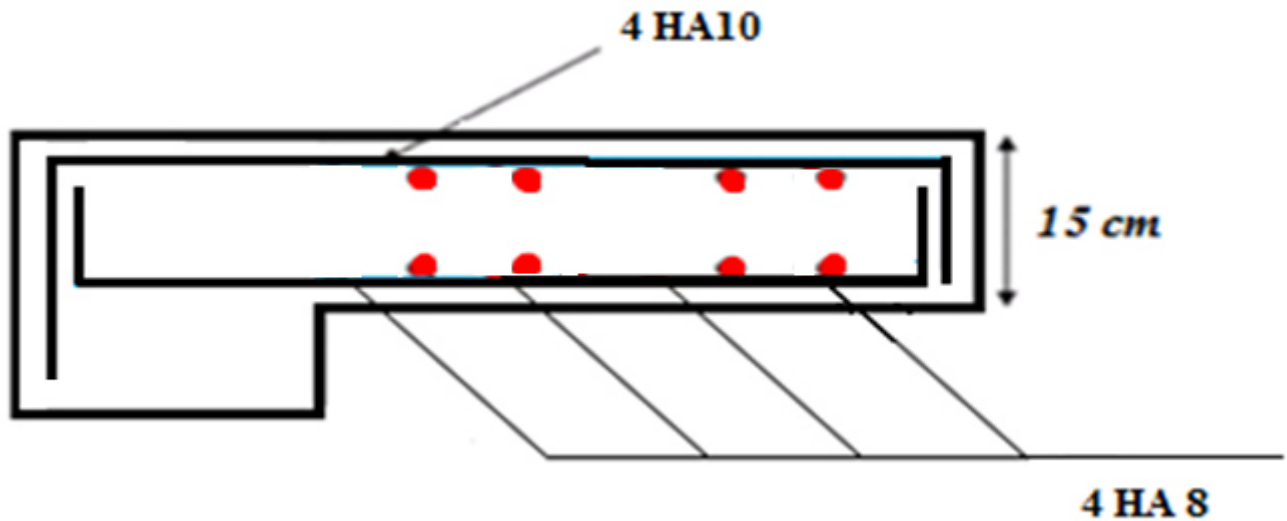


Figure III.11 : Schéma de ferrailage du balcon.

III.3. Etude des escaliers :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier les différents niveaux d'une construction.

L'escalier de notre structure est un escalier à deux volées de type droit coulé en place pour faciliter l'exécution.

III.3.1. Hypothèses de calcul :

- Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m.
- Comme cet élément secondaire se situe à l'intérieur du bâtiment, la fissuration considérée dans le calcul est peu nuisible.
- La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

III.3.2. Détermination des charges et surcharges de calcul :

Le chargement est donné pour une bande de 1ml de largeur.

$$\begin{array}{l} \text{La paillasse :} \\ \left\{ \begin{array}{l} G = 9,69 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2,50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right. \\ \\ \text{Le palier :} \\ \left\{ \begin{array}{l} G = 5,99 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q = 2,50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right. \end{array}$$

III.3.3. Combinaisons des charges :

Tableau III.6 : Les combinaisons des charges au niveau des escaliers.

L'état limite	Les combinaisons	Palier	Paillasse
ELU	$P_u = 1,35G + 1,5Q$	11,84	16,83
ELS	$P_s = G + Q$	8,49	12,19

III.3.4. Calcul des sollicitations :

➤ ELU :

▪ Schéma statique :

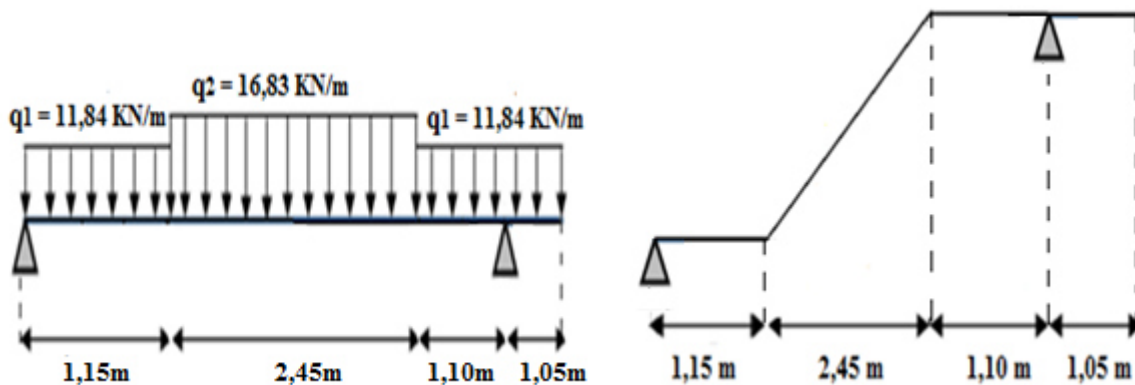


Figure III.12 : Schéma statique des escaliers à l'ELU.

▪ Les réactions aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 32,49 \text{ KN.} \\ R_B = 47,82 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

▪ Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELU :

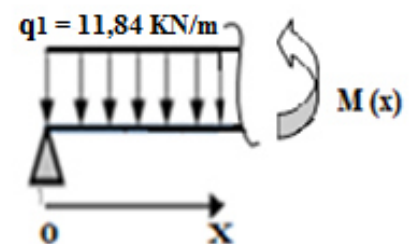
à partir du logiciel de flexion des poutres droites RDM 6 :

Le moment maximal est atteint à $x = 2,272 \text{ m}$.

L'effort tranchant maximal est atteint à $x = 0 \text{ m}$.

▪ Tronçon 01 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = R_A \cdot x - 11,84 \cdot (x^2 / 2) = 32,49 \cdot x - 11,84 \cdot (x^2 / 2) \\ T(x) = M'(x) = -11,84 x + 32,49 \end{array} \right.$$



▪ Tronçon 02 :

$$M(x) = - 8,415. x^2 + 38,224. x + 3,297$$

$$T(x) = M'(x) = - 16,83. x + 38,224$$

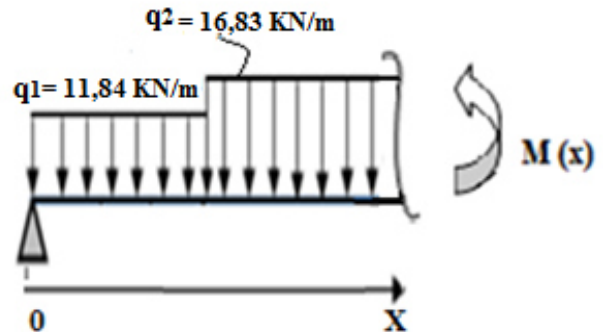


Tableau III.7 : Les sollicitations dans les escaliers à l'ELU.

Tronçon	X(m)	T (KN)	M (KN.m)
0 ≤ x ≤ 1,15	0	32,49	0
	1,15	18,87	29,53
1,15 ≤ x ≤ 3.6	1,15	18,87	29,53
	2,272	/	40,11
	3,6	-22,36	25,25

➤ ELS :

▪ Schéma statique :

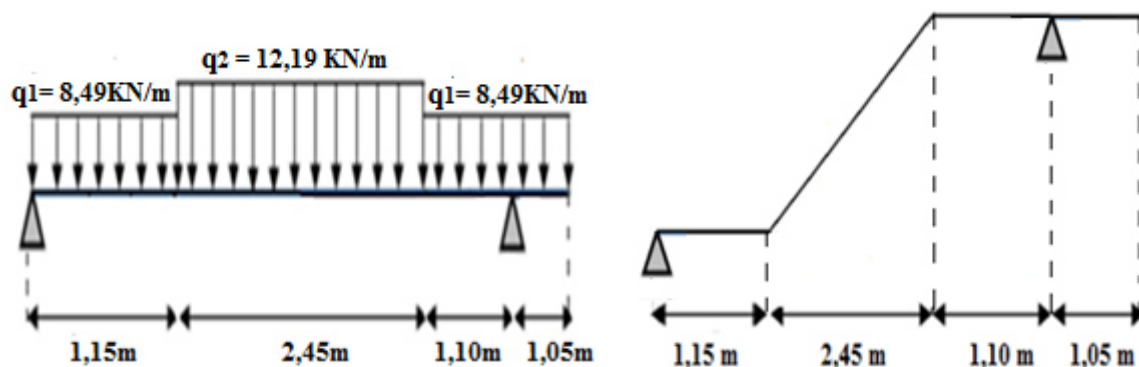


Figure III.13 : Schéma statique des escaliers à l'ELS.

- Les réactions aux appuis :

$$\left\{ \begin{array}{l} R_A = 23,44 \text{ KN.} \\ R_B = 34,44 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

- Calcul des efforts tranchant et des moments fléchissant à l'ELS :

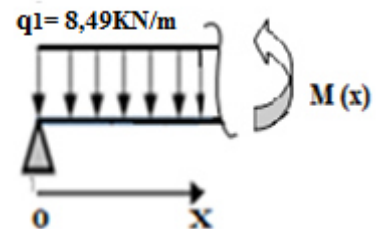
à partir du logiciel de flexion des poutres droites RDM 6 :

Le moment maximal est atteint à $x = 2,272 \text{ m}$.

L'effort tranchant maximal est atteint à $x = 0 \text{ m}$.

- Tronçon 01 :

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x) = R_A \cdot x - 11,84 \cdot (x^2 / 2) = 23,44 \cdot x - 8,49 \cdot (x^2 / 2) \\ T(x) = M'(x) = - 8,49 \cdot x + 23,44 \end{array} \right.$$



- Tronçon 02 :

$$M(x) = - 6,095 \cdot x^2 + 27,69 \cdot x + 2,446$$

$$T(x) = M'(x) = - 12,19 \cdot x + 27,695$$

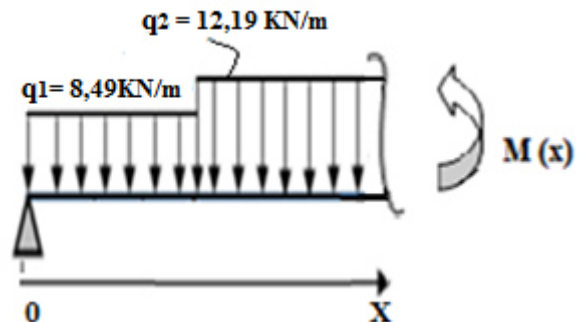


Tableau III.8 : Les sollicitations dans les escaliers à l'ELS.

Tronçon	X(m)	T (KN)	M (KN.m)
$0 \leq x \leq 1,15$	0	23,44	0
	1,15	13,67	21,34
$1,15 \leq x \leq 3.6$	1,15	13,67	21,34
	2,272	/	29,01
	3,6	16,19	16,97

Pour avoir le diagramme des moments fléchissant avec la prise en considération de la continuité, on calcule les moments majorés :

Aux appuis : $M_a = -0,3 \times M(x)_{\max}$

En travée: $M_t = 0,85 \times M(x)_{\max}$

- **ELU :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x)_{\max} = 40,11 \text{KN.m} \\ M_a = -12,03 \text{KN.m} \\ M_t = 34,09 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

- **ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M(x)_{\max} = 29,01 \text{KN m} \\ M_a = -8,70 \text{KN.m} \\ M_t = 24,66 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Tableau III.9 : Les moments et les efforts tranchants maximaux dans les escaliers.

Etats limites	ELU	ELS
L'effort tranchant maximal (KN)	32,49	23,44
Le moment maximal sur appuis (KN .m)	12,03	8,70
Le moment maximal en travée (KN .m)	34,09	24,66

III.3.5. Diagrammes des moments et des efforts tranchants des escaliers :

➤ **ELU:**

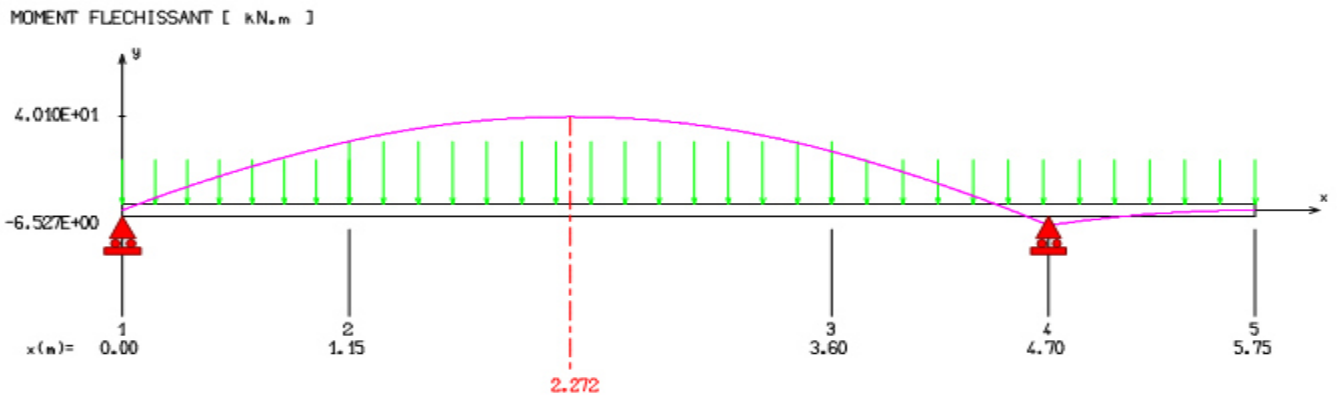


Figure III.14: Diagramme des moments fléchissant dans les escaliers à l'ELU.

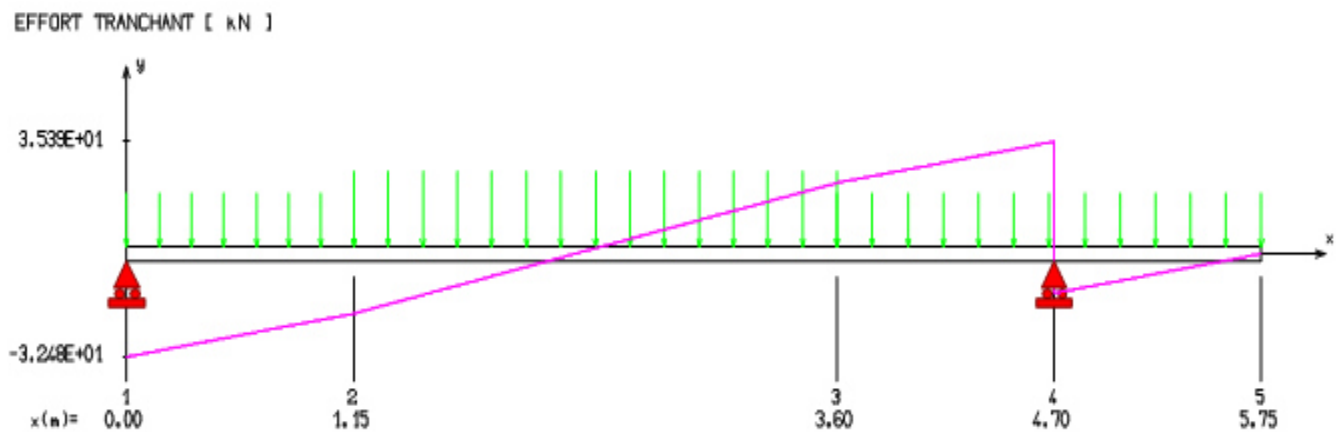


Figure III.15: Diagramme de l'effort tranchant dans les escaliers à l'ELU.

➤ ELS :

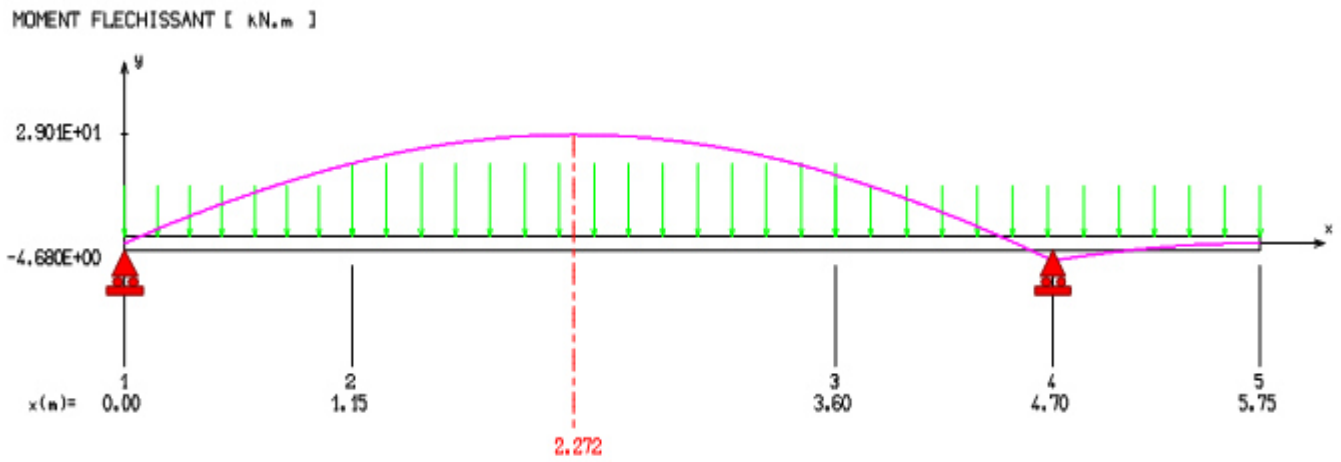


Figure III.16: Diagramme des moments fléchissant dans les escaliers à l'ELS.

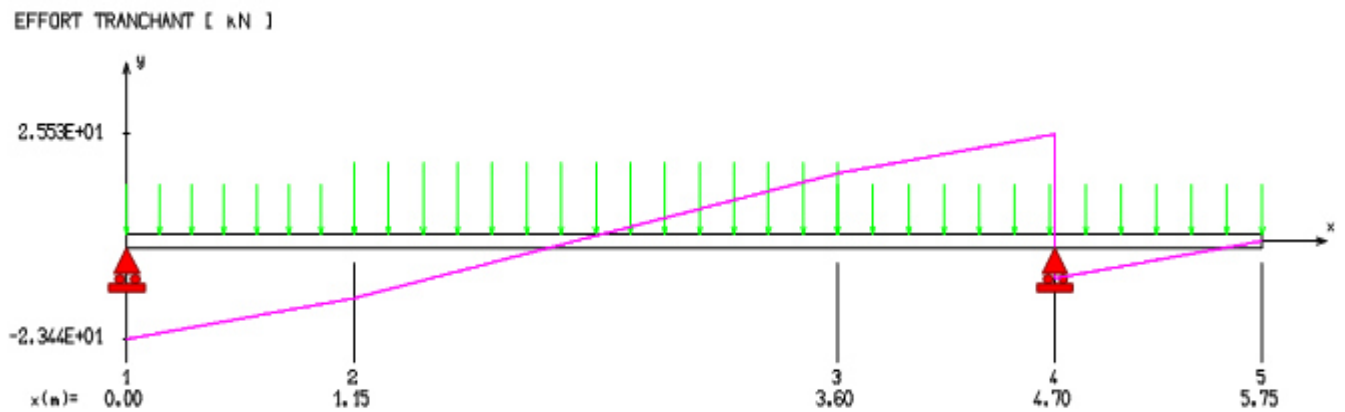


Figure III.17: Diagramme de l'effort tranchant dans les escaliers à l'ELS.

III.3.6. Ferrailage des escaliers :

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

Avec:

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 17 \text{ cm} ; d = 0,9h = 0,9 \times 17 = 15,3 \text{ cm}.$$

$$\text{Acier FeE400} ; F_{cd} = 348 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ;$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}.$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5.$$

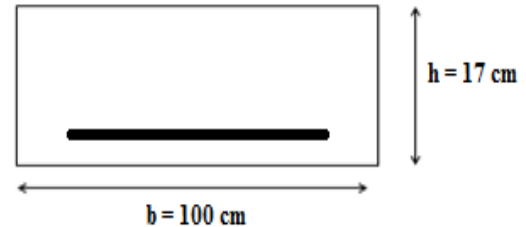


Figure III.18 : Section de calcul des escaliers.

➤ **Calcul des sections des armatures:**

➤ **Aux appuis :** $M_u = 12,03 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{12,03 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (153)^2} = 0,036 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\mu_{bu} = 0,036}$$

✓ on calcul le μ_1 : D'après les règles de **BAEL 91** :

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1).$$

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

Sachant que :

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00174 \quad \Rightarrow \quad \varepsilon_{se} = 1,74 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \Rightarrow \quad \text{pour la compression simple ou composée.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \quad \Rightarrow \quad \text{pour la flexion simple ou composée.}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,667.$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,667 (1 - 0,4 \times 0,667) = 0,391 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\mu_1 = 0,391}$$

Donc :

$$\mu_{bu} = 0,036 \leq \mu_1 = 0,391.$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

✓ On Calcul de la section des armatures longitudinales:

$$A_s = \frac{M_f}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,036)}) = 0,046$$

$$\text{Donc : } z = 150,185 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{12,03 \times 10^6}{150,185 \times 348} = 230,18 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{A_s = 2,30 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On prend: } \boxed{A_s = 7 \text{ HA } 10 = 5,50 \text{ cm}^2.}$$

$$\text{Avec un espacement : } S_t = b / 5 = 100 / 5 = 20 \text{ cm} \quad S_t = 20 \text{ cm.}$$

✓ **Vérification à l'ELU:**

▪ **Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99) :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{ed} = 400 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 5,50 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2. \quad \Rightarrow \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont inférieures à celles déjà calculées à l'ELU,

$$\text{Pour cela on adopte : } \boxed{A_s = 7 \text{ HA } 10 = 5,50 \text{ cm}^2.} \quad \text{avec : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

▪ **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{7} = \frac{5,50}{7} = 0,79 \text{ cm}^2.$$

On adopte:

$$A_s = 5 \text{ HA } 8 = 2,52 \text{ cm}^2.$$

▪ **Vérification de la disposition des armatures :**

✓ **Les armatures longitudinales :**

$h = 17\text{cm}$: épaisseur de la paillasse (e_v)

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = S_t \leq \min \{3 \times 17; 33\text{cm}\} = S_t \leq \min \{51\text{cm}; 33\text{cm}\}$$

$S_t = 15 \text{ cm} < 33\text{cm}$. \implies La disposition des armatures longitudinales est vérifiée.

✓ **Les armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = S_t \leq \min \{4 \times 17; 45\text{cm}\} = S_t \leq \min \{68\text{cm}; 45\text{cm}\}$$

$S_t = 20 \text{ cm} < 45\text{cm}$. \implies La disposition des armatures de répartition est vérifiée.

✓ **En travée:** $M_u = 34,09 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{34,09 \times 10^6}{14,2 \times 1000 \times (153)^2} = 0,103$$

$$\implies \mu_{bu} = 0,103$$

✓ On calcul le μ_1 : D'après les règles de **BAEL 91** :

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 (1 - 0,4 \alpha_1).$$

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

Sachant que :

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_{s \times E}} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00174 \implies \varepsilon_{se} = 1,74 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc} = 2 \text{ ‰} \implies \text{pour la compression simple ou composée.}$$

$$\varepsilon_{bc} = 3,5 \text{ ‰} \implies \text{pour la flexion simple ou composée.}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,667.$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,667(1 - 0,4 \times 0,667) = 0,391 \implies \mu_1 = 0,391$$

Donc : $\mu_{bu} = 0,103 \leq \mu_1 = 0,391$.

$\implies A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

✓ Calcul de la section des armatures longitudinales:

$$A_s = \frac{M_f}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,103)}) = 0,136$$

$$\text{Donc : } z = 144,67 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{34,09 \times 10^6}{144,67 \times 348} = 677,13 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{A_s = 6,77 \text{ cm}^2}$$

On prend : $\boxed{A_s = 7 \text{ HA } 12 = 7,91 \text{ cm}^2}$.

Avec un espacement : $S_t = b / 7 = 100 / 7 = 14,29 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérification à l'ELU:**

- **Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99) :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{ed} = 400 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = 7,91 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont inférieures à celles déjà calculées à l'ELU,

Pour cela on adopte : $\boxed{A_s = 7 \text{ HA } 12 = 7,91 \text{ cm}^2}$ avec : $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Calcul des armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{7} = \frac{7,91}{7} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On adopte: $\boxed{A_r = 5 \text{ HA } 10 = 3,93 \text{ cm}^2}$.

▪ **Vérification de la disposition des armatures :**

✓ **Les armatures longitudinales :**

$h = 17\text{cm}$: épaisseur de la paillasse (e_v) :

$$S_t \leq \min \{3h; 33\text{cm}\} = S_t \leq \min \{3 \times 17; 33\text{cm}\} = S_t \leq \min \{51\text{cm}; 33\text{cm}\}$$

$S_t = 15\text{ cm} < 33\text{cm}$. \implies La disposition des armatures longitudinales est vérifiée.

✓ **Les armatures de répartition:**

$$S_t \leq \min \{4h; 45\text{cm}\} = S_t \leq \min \{4 \times 17; 45\text{cm}\} = S_t \leq \min \{68\text{cm}; 45\text{cm}\}$$

$S_t = 20\text{ cm} < 45\text{cm}$. \implies La disposition des armatures de répartition est vérifiée.

▪ **Vérification au cisaillement : (BAEL 91/99)**

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right) = 3,33\text{ MPa} \quad ; \quad (\text{La fissuration peu préjudiciable})$$

Avec :

$$\begin{cases} f_{c28} = 25\text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{32,49 \times 10^3}{1 \times 10^3 \times 153} = 0,21\text{ MPa} \quad \implies \quad \boxed{\tau_u = 0,21\text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0,21\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa} \quad \implies \quad \text{C.V}$$

▪ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art. 5.1.1/ BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_1}$$

ψ_s : Coefficient de scellement ($\psi_s = 1.5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\bar{\tau}_{se}$: la contrainte de cisaillement. ; τ_s : la contrainte d'adhérence.

$$\sum u_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

n : nombre de barres.

\emptyset : le diamètre des barres. ($\emptyset = 10\text{mm}$)

$$\sum u_1 = 7 \times 3,14 \times 10 = 219,8\text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{32,49 \times 10^3}{0,9 \times 153 \times 219,8} = 1,07 \text{ MPa.} \\ \bar{\tau}_s = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = 1,07 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

➤ **Vérification à L'ELS :**

Les escaliers sont à l'intérieur de la construction, ils ne sont pas exposés aux intempéries donc la fissuration est prise comme peu nuisible, on doit faire une vérification des contraintes dans les aciers et dans le béton en se basant sur les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

σ_s est choisie selon le type de fissuration.

▪ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

✓ On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \implies \boxed{\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$ est la contrainte admissible dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = K \times y \quad \text{Avec : } K = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + n \left[As(d-y)^2 + As'(y-d')^2 \right]$$

y : est la position de l'axe neutre.

I : est le moment d'inertie.

✓ **Position de l'axe neutre « y » :**

$$y = \frac{n \cdot (As + As')}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot As + (d \cdot As')}{7,5 \cdot (As + As')^2}} - 1 \right] \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

n : est le coefficient d'équivalence Acier – Béton ($n = 15$).

As' : est la section des armatures comprimées ($As' = 0$).

▪ **Aux appuis :**

$$y = \frac{15 \times 5,50}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 15,3}{7,5 \times 5,50}} - 1 \right] = 4,27 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{y = 4,27 \text{ cm.}}$$

✓ **Moment d'inertie « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n [As (d - y)^2 + As' (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 4,27^3}{3} + \left[15 \times [5,50 (15,3 - 4,27)^2] \right] = 12632,17 \text{ cm}^4. \quad \Longrightarrow \quad \boxed{I = 12632,17 \text{ cm}^4.}$$

$$K = \frac{8,70 \times 10^6}{12632,17 \times 10^4} = 0,069 \text{ N/ mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,069 \times 37 = 3,33 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\sigma_{bc} = 2,95 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 2,95 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

▪ **En travée :**

$$y = \frac{15 \times 7,91}{100} \times \left[\sqrt{1 + \frac{100 \times 15,3}{7,5 \times 7,91}} - 1 \right] = 4,73 \text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{y = 4,95 \text{ cm.}}$$

✓ **Moment d'inertie « I » :**

$$I = \frac{by^3}{3} + n [As (d - y)^2 + As' (y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 4,95^3}{3} + \left[15 \times [7,91 (15,3 - 4,95)^2] \right] = 16753 \text{ cm}^4. \quad \Longrightarrow \quad \boxed{I = 16753 \text{ cm}^4.}$$

$$K = \frac{24,66 \times 10^6}{16753 \times 10^4} = 0,147 \text{ N/ mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,15 \times 49,5 = 7,28 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\sigma_{bc} = 7,28 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 7,28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

▪ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

la fissuration est peu nuisible, ça veut dire que la limite sur la contrainte d'acier n'existe pas.

Donc : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$\bar{\sigma}_s$: est la contrainte admissible dans l'acier.

❖ **Conclusion de ferrailage :**

- La section des armatures ainsi que le nombre des barres sont convenables.

▪ **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ ser}}}{M_0}$
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$

Avec :

h : la hauteur de la section de calcul ($h = 17 \text{ cm}$).

L : la longueur de la paillasse ($L = 2,45\text{m}$).

A : la section d'acier tendu en travée ($A = 7,07\text{cm}^2$).

M_t : le moment en travée ($M_{t \text{ ser}} = 24,66 \text{ KN. m}$).

M_0 : le moment de référence ($M_0 = 29,01 \text{ KN. m}$).

▪ **Application :**

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{h}{L} = \frac{0,17}{2,45} = 0,069 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{C.N.V}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ ser}}}{M_0} \implies \frac{h}{L} = 0,069 \leq \frac{1}{10} \times \frac{24,66}{29,01} = 0,085 \implies \text{C.N.V}$
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \implies \frac{7,70}{100 \times 15,3} = 0,005 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$

Les Deux conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

▪ **Calcul de la flèche : (règlement CBA93)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{245}{500} = 0,49 \text{ cm.}$$

La flèche instantanée f_i : (sous charge de courte durée d'application).

$$f_i = \frac{M_{ser,max} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

La flèche instantanée f_v : (sous charge de longue durée d'application).

$$f_v = \frac{M_{ser,max} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

E_i : module de déformation instantanée du béton.

E_v : module de déformation différée du béton.

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

I_{fi} : moment d'inertie fictif instantané.

I_{fv} : moment d'inertie fictif instantané.

✓ **Le moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,05 \times ft28}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times u} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 \times ft28}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

Avec:
$$\begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b \times d} \\ u = \max \left(1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s} ; 0 \right). \end{cases}$$

✓ **Le moment d'inertie de la section totale homogène:**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + A_{s'} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right].$$

✓ **Les modules de déformation:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164,2 \text{ MP}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

Tableau III.10: Vérification de la flèche dans les escaliers.

I_0	ρ	λ_i	λ_v	u	I_{fi}	I_{fv}	f_i	f_v
46428,04	0,005	4,2	1,68	0,47	17172,44	25943,25	0,27	0,53

$$\Delta F = f_v - f_i = 0,53 - 0,27 = 0,26 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{245}{500} = 0,49 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0,26 \text{ cm} < \bar{f} = 0,49 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

III.3.7.Schémas de ferrailage des escaliers :

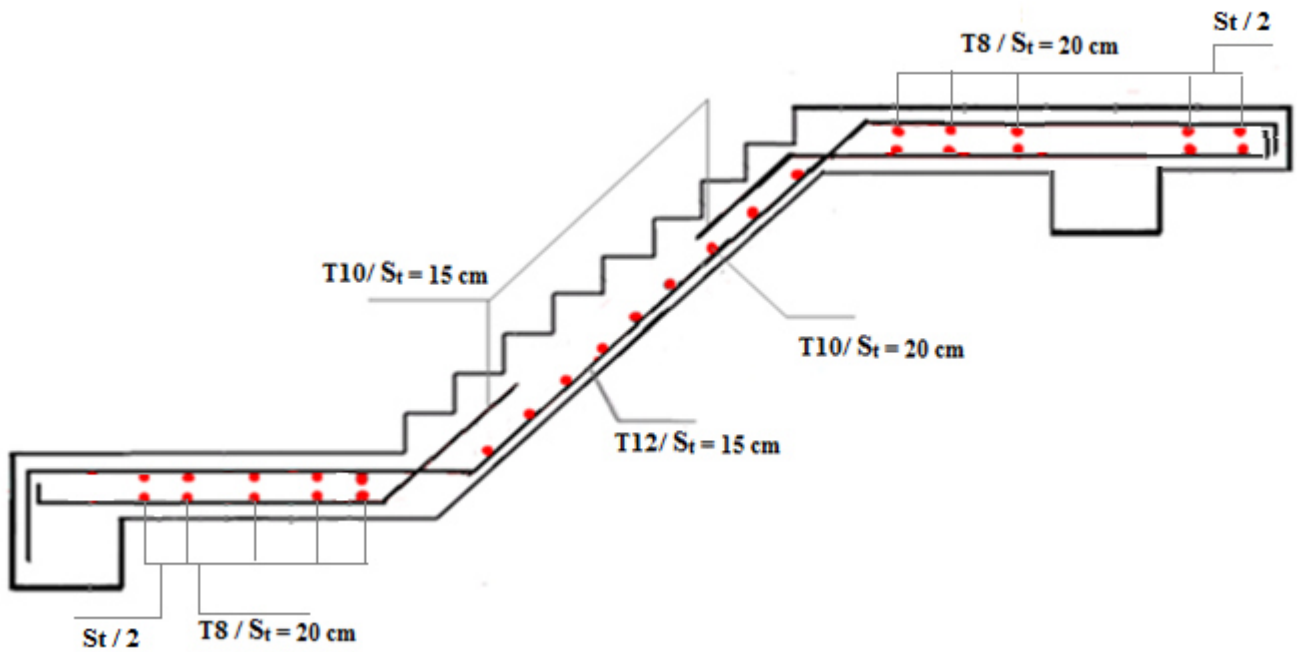


Figure III.19: Schéma de ferrailage des escaliers étages courants.

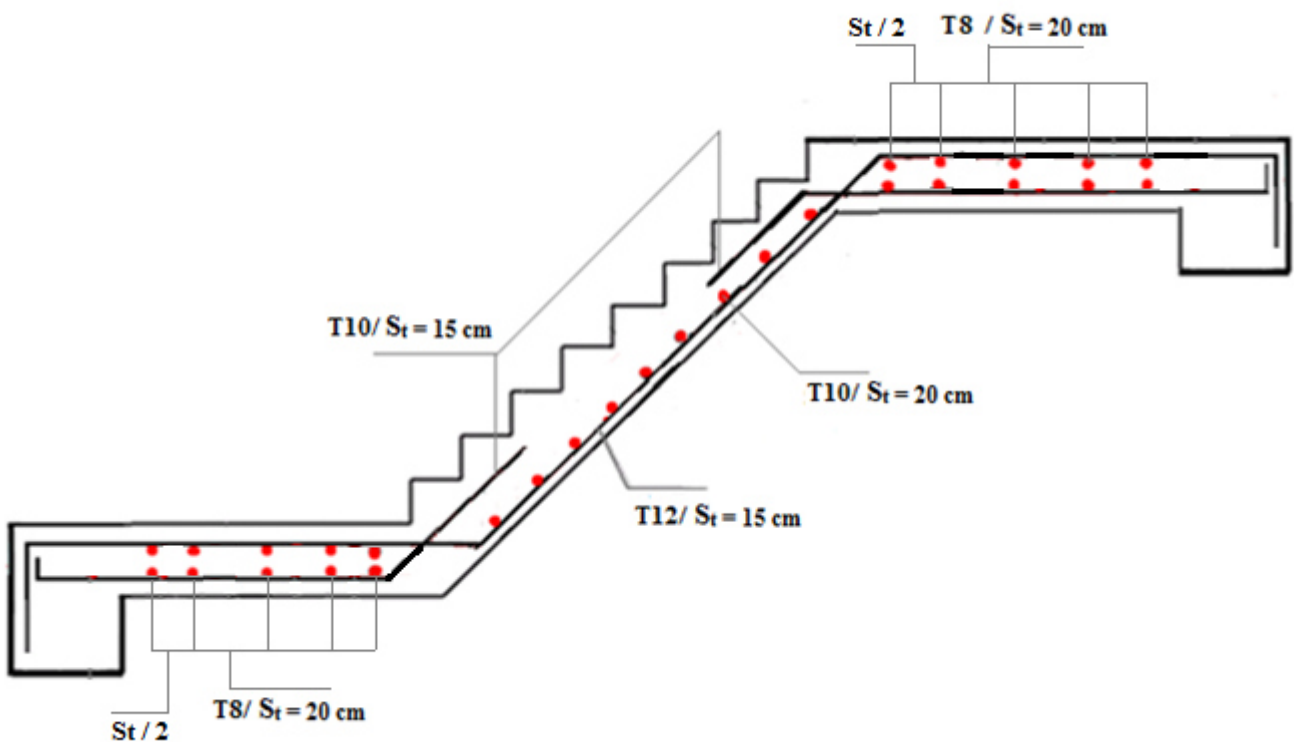


Figure III.20: Schéma de ferrailage de l'escalier de RDC.

III.4. Etude de la poutre palière :

C'est une poutre de section rectangulaire, elle est semi encastrée à ses deux extrémités dans les poteaux, et c'est elle qui supporte le chargement uniforme du aux poids des volées. Et elle est aussi sollicitée par un couple de torsion.

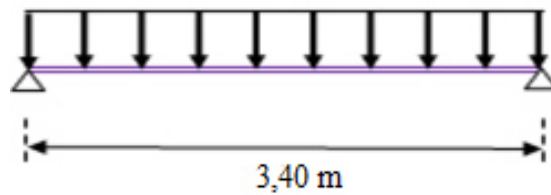


Figure III.21: Schéma statique de la poutre palière.

III.4.1. Pré-dimensionnement de la poutre palière :

Selon le **BAEL 91**, les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \implies 22,66 \text{ cm} \leq h \leq 34 \text{ cm} \implies \boxed{h = 35 \text{ cm.}}$$

Avec : $L_{\max} = 3,40 \text{ m}$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h \implies 10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \implies \boxed{b = 30 \text{ cm.}}$$

$$\text{Le RPA99 [1] préconise : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm.} \implies \text{C.V} \\ b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm.} \implies \text{C.V} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,16 \leq 4 \implies \text{C.V} \end{cases}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

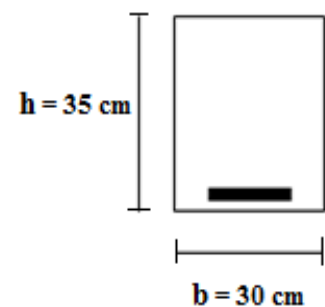


Figure III.22: Section de la poutre Palière

III.4.2. Evaluation des charges de la poutre palière :

La poutre palière est soumise à :

Charge d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}$

1. Son poids propre le long de la poutre : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,35 = 2,62 \text{ KN/m}$

2. Poids de la maçonnerie : $G_{\text{maço}} = 2,4 \times [(3,06 - 0,35) \times \frac{1}{2}] = 3,25 \text{ KN/m}$

3. Réaction d'appui provenant de l'escalier :

ELU: $R_B = 47,82 \text{ KN}$.

ELS: $R_B = 34,44 \text{ KN}$.

III.4.3. Combinaison de charges :

- **ELU :**

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

$$q_u = 1,35 (G_p + G_{\text{maço}}) + R_B = 1,35(2,62 + 3,25) + 47,82 = 55,74 \text{ KN/m}.$$

- **ELS :**

$$q_s = (G_p + G_{\text{maço}}) + R_B = (2,62 + 3,25) + 34,44 = 40,31 \text{ KN/m}.$$

III.4.4. Calcul des sollicitations :

- ❖ **ELU :**

- ✓ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{55,74 \times 3,40^2}{8} = \mathbf{80,54 \text{ KN. M}}$$

- ✓ **Effort tranchant :**

$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{55,74 \times 3,40}{2} = \mathbf{94,76 \text{ KN}}$$

On a :

- **Sur appuis :** $M_a = -0,3 \times 80,54 = \mathbf{-24,16 \text{ KN. m}}$
- **En travée :** $M_t = 0,85 \times 80,54 = \mathbf{68,46 \text{ KN. m}}$

❖ **ELS :**➤ **Moment isostatique :**

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{40,31 \times 3,40^2}{8} = \mathbf{58,25 \text{ KN.m}}$$

➤ **Effort tranchant :**

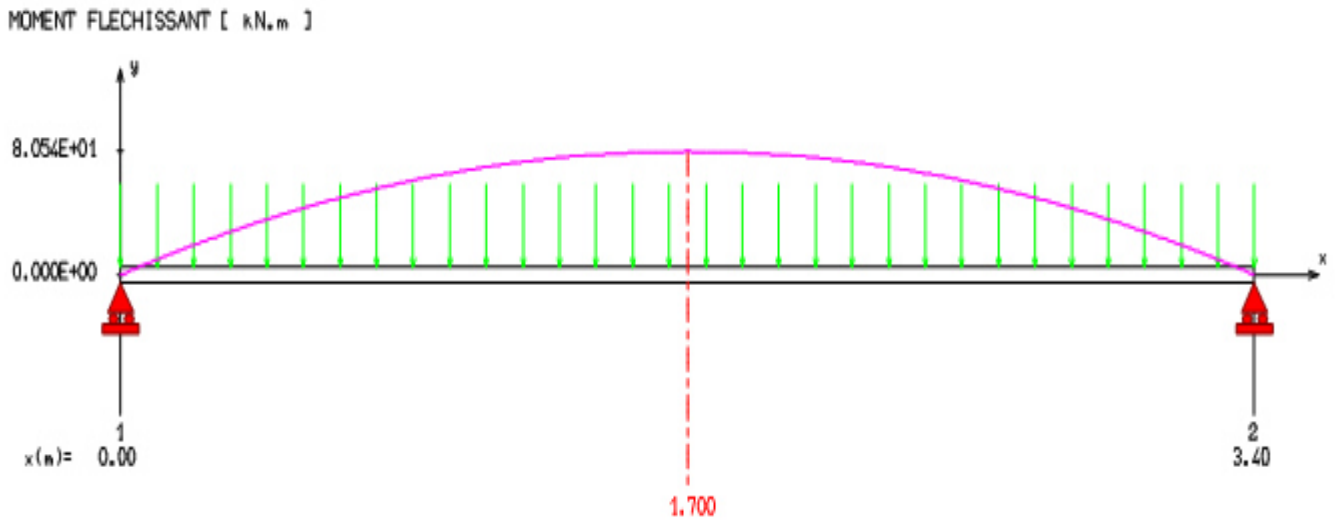
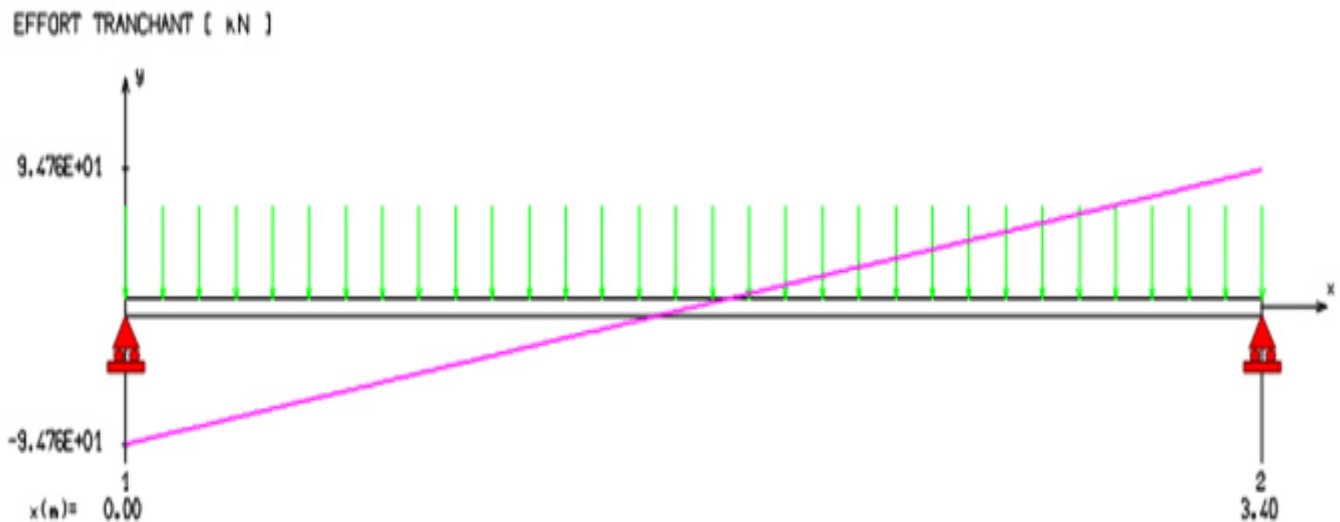
$$T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{40,31 \times 3,40}{2} = \mathbf{68,53 \text{ KN}}$$

On a :

- **Sur appuis :** $M_a = -0,3 \times 58,25 = \mathbf{-17,48 \text{ KN. m}}$
- **En travée :** $M_t = 0,85 \times 58,25 = \mathbf{49,51 \text{ KN. m}}$

Tableau III.11: Les sollicitations maximales dans la poutre palière.

Etats limites	ELU	ELS
L'effort tranchant maximal (KN)	94,76	68,53
Le moment maximal sur appuis (KN .m)	24,16	17,48
Le moment maximal en travée (KN .m)	68,46	49,51

III.4.5. Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant :❖ **ELU :****Figure III.23 :** Diagramme des moments fléchissant dans la poutre palière à l'ELU.**Figure III.24 :** Diagramme des efforts tranchants dans la poutre palière à l'ELU.

❖ ELS :

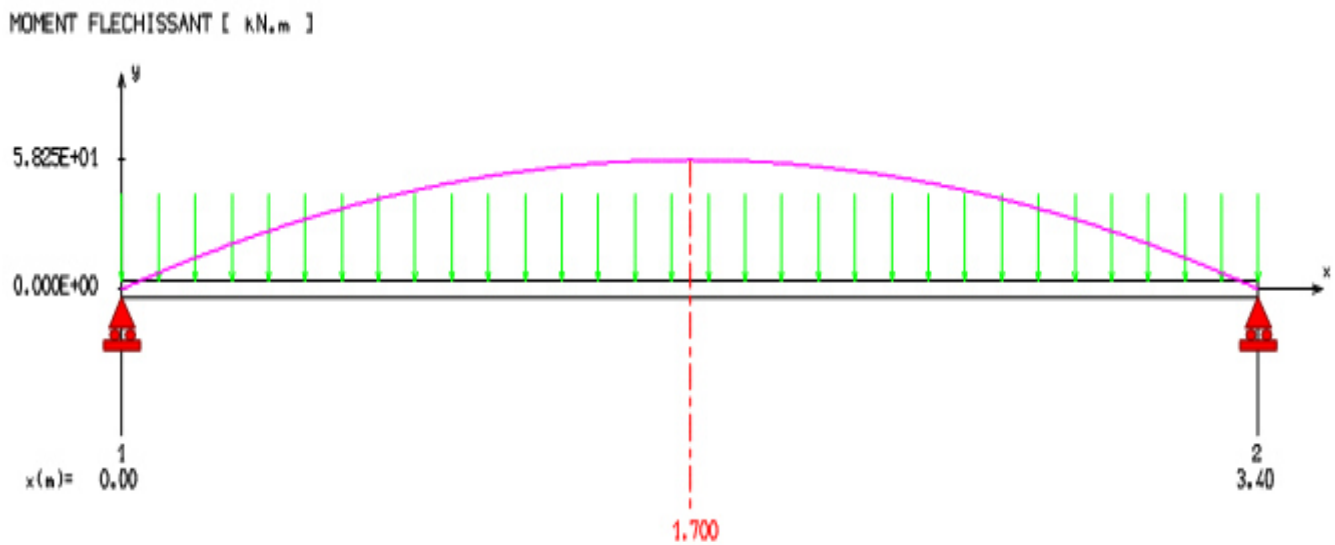


Figure III.25 : Diagramme des moments fléchissant dans la poutre palière à l'ELS.

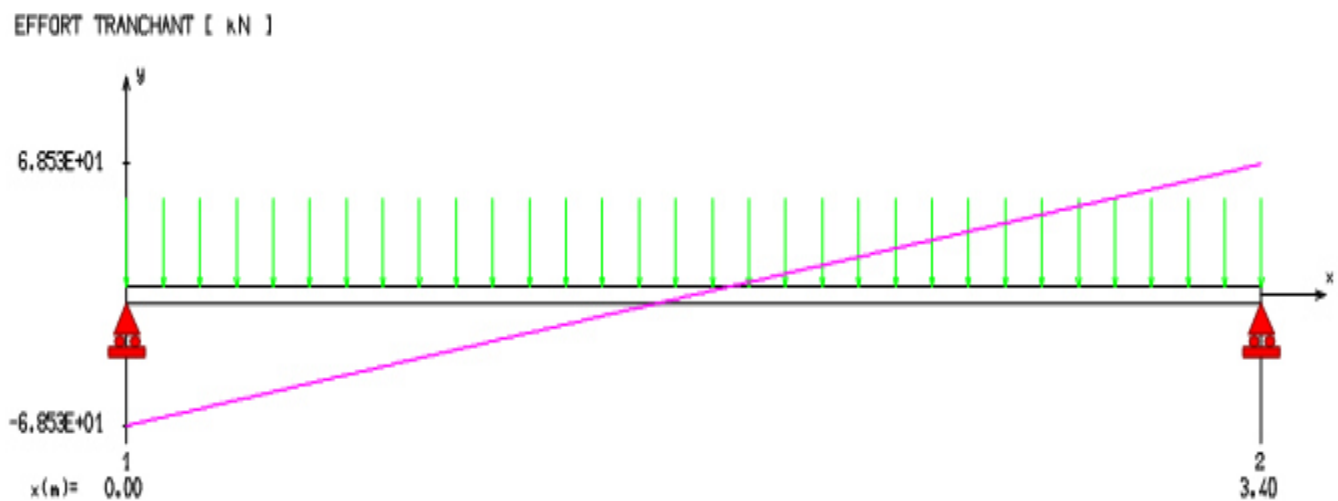


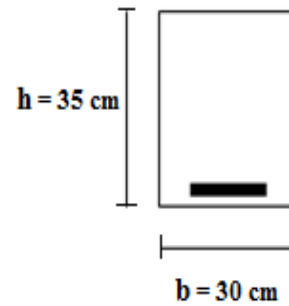
Figure III.26 : Diagramme des efforts tranchants dans la poutre palière à l'ELS.

III.4.6. Ferrailage de la poutre palière :

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 35 \text{ cm} ; d = h - c = 35 - 2 = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Acier FeE400} ; F_{e,d} = 348 \text{ MPa} ; f_{c,28} = 25 \text{ MPa} ; f_{t,28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.} ; \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5 .$$

**Figure III.27 :** Section de la poutre palière.❖ **Les armatures longitudinales :**➤ **Aux appuis**▪ **Calcul de moment réduit:**

$$M_a = 24,16 \text{ KN.m .}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{24,16 \times 10^6}{14,2 \times 300 \times (330)^2} = 0,052 \quad \Rightarrow \quad \boxed{\mu_{bu} = 0,052}$$

$$\mu_{bu} = 0,052 \leq \mu_1 = 0,391.$$

⇒ $A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

▪ **Calcul de la section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_f}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d (1 - 0,4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,052)}) = 0,067$$

$$\text{Donc : } z = 321,156 \text{ mm} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{24,16 \times 10^6}{321,156 \times 348} = 216,17 \text{ mm}^2 \quad \Rightarrow \quad \boxed{A_s = 2,16 \text{ cm}^2}$$

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

- **En travée :**

- **Calcul de moment réduit:**

$$M_a = 68,46 \text{ KN.m .}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{68,46 \times 10^6}{14,2 \times 300 \times (330)^2} = 0,148 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\mu_{bu} = 0,148}$$

$$\mu_{bu} = 0,148 \leq \mu_1 = 0,391.$$

$\Longrightarrow A_s' = 0$ (pas d'armatures comprimées c'est à dire que la section est simplement armée).

- **Calcul de la section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_f}{z \times \sigma_s}$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \text{ tel que : } \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0,148)}) = 0,201$$

$$\text{Donc : } z = 303,468 \text{ mm} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{68,46 \times 10^6}{303,468 \times 348} = 648,25 \text{ mm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{A_s = 6,48 \text{ cm}^2}$$

On prend :

$$\boxed{A_s = 6 \text{ HA } 12 = 6,79 \text{ cm}^2.}$$

- **Le RPA99** exige que le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre soit 0,5% en toute section.

$$6,79 + 3,39 = 10,18 \text{ cm}^2 > \frac{0,5 \times b \times h}{100} = \frac{0,5 \times 30 \times 35}{100} = 5,25 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux soit 4% en zone courante.

$$10,18 \text{ cm}^2 < \frac{4 \cdot b \cdot h}{100} = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

III.4.7. Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99) :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{ed} = 400 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,2 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2. \implies \text{C.V}$$

$$A_t = 6,79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,2 \text{ cm}^2. \implies \text{C.V}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1,2)**

$$\bar{\tau}_u \leq \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est peu préjudiciable})$$

$$\text{Avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = \frac{94,76 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,96 \text{ MPa} \implies \boxed{\tau_u = 0,96 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u = 0,96 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art. 5.1.1/ BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \times d \times \sum u_1}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement ($\Psi_s = 1,5$ acier Fe 400 haute adhérence).

$\bar{\tau}_{se}$: la contrainte de cisaillement. ; τ_s : la contrainte d'adhérence.

$$\sum u_1 = n \times \pi \times \emptyset$$

Avec : n : nombre de barres. ; \emptyset : le diamètre des barres. ($\emptyset = 10 \text{ mm}$).

$$\sum u_1 = 3 \times 3,14 \times 12 = 113 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{94,76 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 113} = 2,82 \text{ MPa.} \\ \bar{\tau}_s = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = 2,82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \text{C.V}$$

➤ **Les armatures transversales :**

▪ **Diamètre des armatures :**

$$\begin{array}{l} \left\{ \begin{array}{l} \phi_L \\ \frac{h}{35} \\ \frac{b}{10} \end{array} \right. \quad \phi_t \leq \min \quad \left\{ \begin{array}{l} 14 \text{ mm} \\ 10 \text{ mm} \\ 30 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \text{On choisi : } \phi_8 = 0,5 \text{ cm}^2 \end{array}$$

▪ **Espacement des barres :** D'après **RPA99 Art7.5.2.2** on obtient :

✓ **En zone nodale :** $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\phi_L \right)$ en prend : $S_t = 8 \text{ cm.}$

✓ **En zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm}$ en prend : $S_t = 15 \text{ cm.}$

III.4.8.Vérification à L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \\ \text{La contrainte dans l'acier : } \sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$$

σ_s est choisie selon le type de fissuration.

➤ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

✓ On doit vérifie $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}}$$

$\bar{\sigma}_{bc}$: est la contrainte admissible dans le béton comprimé.

$$\sigma_{bc} = K \times y \quad \text{Avec : } K = \frac{Mser}{I}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[As(d-y)^2 + As'(y-d')^2 \right]$$

y : est la position de l'axe neutre.

I : est le moment d'inertie.

✓ **Position de l'axe neutre « y » :**

$$by^2 + 30 (A_s + A_s') y - 30 (d A_s + d' A_s') = 0 \dots \dots \dots \text{BAEL 91}$$

A_s' : est la section des armatures comprimées ($A_s' = 0$).

➤ **En travée :** $M_{ser,t} = 49,51 \text{ KN.m}$

$$y^2 + 6,79 y - 224,07 = 0 \implies y = 11,95 \text{ cm} \implies \boxed{I = 62194,89 \text{ cm}^4}$$

$$K = \frac{M_{ser,t}}{I} = \frac{49,51 \times 10^6}{62194,89 \times 10^4} = 0,079 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,079 \times 119,5 = 9,44 \text{ MPa} \implies \boxed{\sigma_{bc} = 9,44 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 9,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

➤ **Aux appuis :** $M_{ser,a} = 17,48 \text{ KN.m}$

$$y^2 + 6,79 y - 224,07 = 0 \implies y = 9,02 \text{ cm} \implies \boxed{I = 36579,51 \text{ cm}^4}$$

$$K = \frac{M_{ser,a}}{I} = \frac{17,48 \times 10^6}{36579,51 \times 10^4} = 0,048 \text{ N/mm}^3$$

$$\sigma_{bc} = K \times y = 0,048 \times 90,2 = 4,33 \text{ MPa} \implies \boxed{\sigma_{bc} = 4,33 \text{ MPa}}$$

$$\text{Donc : } \sigma_{bc} = 4,33 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

➤ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

Comme la fissuration est peu nuisible, la vérification de la condition $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ n'est pas nécessaire.

➤ **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{h}{L} = \frac{35}{340} = 0,10 > \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{C.V}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ ser}}}{M_0} \implies \frac{h}{L} = 0,10 > \frac{1}{10} \times \frac{49,51}{58,25} = 0,085 \implies \text{C.V}$
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \implies \frac{6,79}{30 \times 33} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$

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

III.4.9. Schéma de ferrailage de la poutre palière :

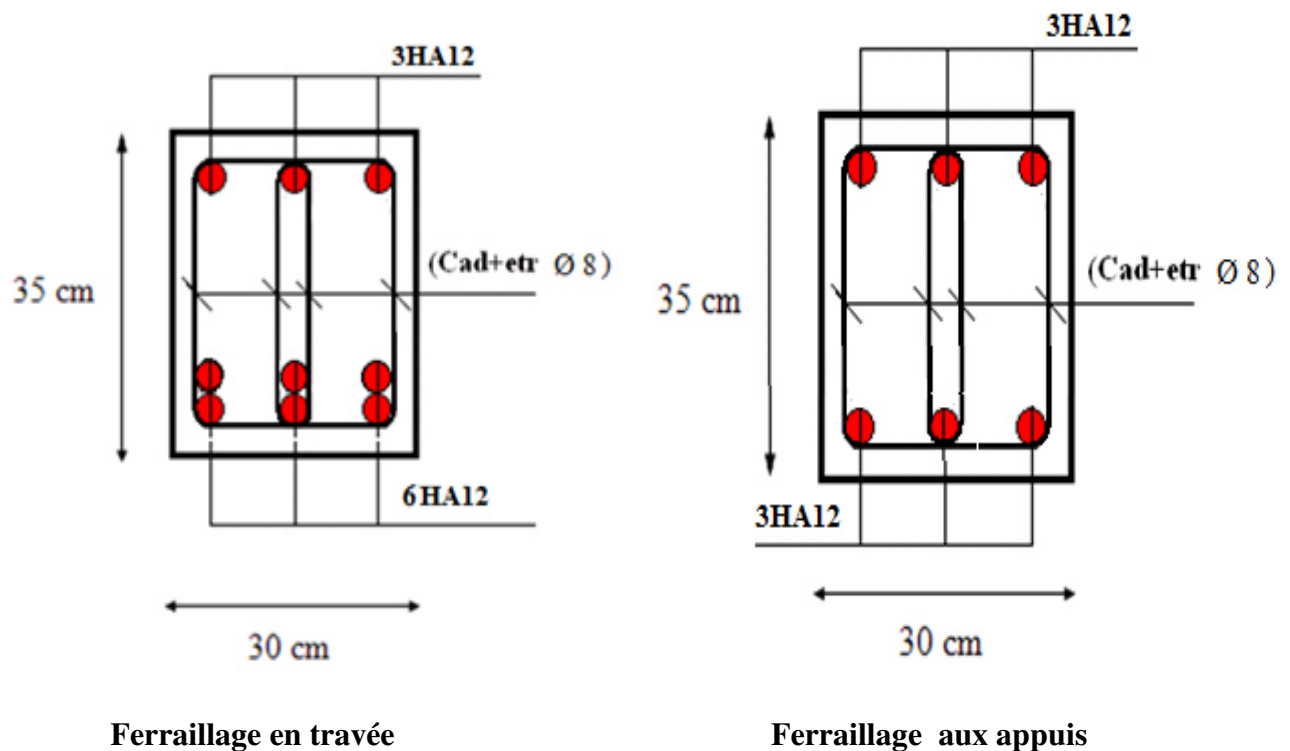


Figure III.28 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.5. Etude du plancher:

Les planchers sont des éléments secondaires horizontaux destinés à supporter les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux (16+ 4) associés à des poutrelles préfabriquées sur chantier. La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de 4cm.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- ✓ Nervures appelées poutrelles de section en **T**, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de **65 cm**.
- ✓ Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu, sa hauteur est de **16 cm**.
- ✓ Une dalle de compression en béton de **4 cm** d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

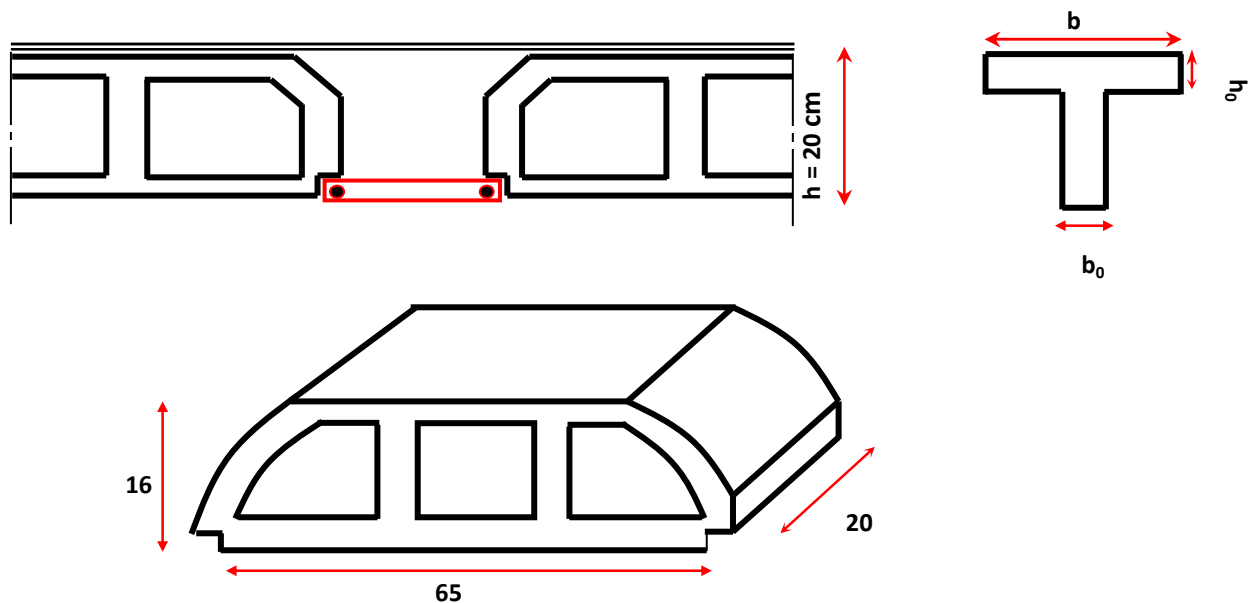


Figure III.29 : Plancher à corps creux .

III.5.1. Etude de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface du plancher, avec une épaisseur de **4cm**.

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- ✓ **33 cm** : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- ✓ **20cm** : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

En pratique (en Algérie on considère un maillage de **20cm**)

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Si : $L_1 \leq 50$ cm

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

Si : $50 \text{ cm} \leq L_1 \leq 80 \text{ cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \quad \text{avec : } (L_1 \text{ en cm}) \quad \text{Avec : un espacement : } St = 20 \text{ cm}$$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 65$ cm).

$A_{\perp \text{ nervures}}$: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $F_e = 520 \text{ MPa}$

F_e : limite élastique des aciers utilisées ($F_e = 520 \text{ MPa}$)

Quadrillage de treilles soudé (**TLE 520**).

$$A_{\perp \text{ nervures}} = 4 \times \frac{65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \Longrightarrow \quad \boxed{A_{\perp} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1,41 \text{ cm}^2}$$

Avec un espacement : **St = 20 cm**.

➤ Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{// \text{ nervures}} = A_{\perp} / 2 = 1,41 / 2 = 0,705 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \boxed{A_{//} = 5 \text{ } \emptyset \text{ } 6 = 1,41}$$

$A_{//}$: diamètre parallèle aux poutrelles

➤ **Conclusion** : Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (**20 x 20**) cm^2 .

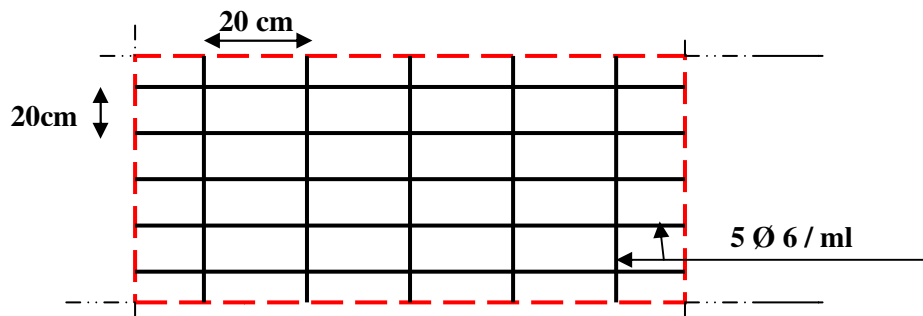


Figure III.30 : Treillis soudés (20x20) cm^2

III.5.2. Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives et leurs rôle dans le plancher est de transmettre les charges verticales appliquée sur ce dernier aux poutres principales.

Le calcul se fait en deux étapes :

- ✓ **1^{ère} étapes** : avant le coulage de la table de compression
- ✓ **2^{ème} étapes** : après le coulage de la table de compression

❖ Avant le coulage de la table de compression

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée, elle supporte :

- son poids propre.
- le poids du corps creux.
- la surcharge due a la main d'ouvre = 1KN /ml (d'après DTR B.C.2.2).

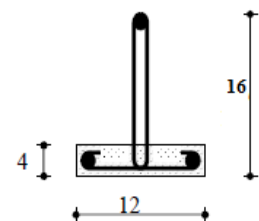


Figure.III.31: Schéma de la poutrelle
(Avant le coulage de la table)

➤ **Charges et surcharges :**

Tableau III.12: Les charges et surcharges revenantes aux poutrelles.

Charge permanente	pooids propre des poutrelles	$0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kN/m.}$
	pooids propre du corps creux	$0,6 \times 0,95 = 0,57 \text{ kN/m.}$
	Total	$G = 0,69 \text{ kN/m}$
Charge d'exploitation	Main d'ouvre	$0,60 \times 1 = 0,60 \text{ kN/m}$ $Q = 0,60 \text{ kN/m}$

➤ **Les combinaisons de charges:**

Le calcul se fera à l'état limite ultime et à l'état limite de service.

▪ **E L S : $G + Q$**

$$q_s = G + Q = 0,69 + 0,60 = 1,29 \text{ kN/m.}$$

$$q_s = 1,29 \text{ kN/m.}$$

▪ **E L U : $1,35 G + 1,5 Q$**

$$q_u = 1,35 \times 0,69 + 1,5 \times 0,6 = 1,83 \text{ kN/m.}$$

$$q_u = 1,83 \text{ kN/m.}$$

➤ **Sollicitations de calcul :**

L'expression du moment maximum dans une telle poutre isostatique est donnée par :

$M_{\max} = P.L^2/8(\text{KN.m})$. Dans notre cas : $L_{\max} = 4,70 \text{ m}$.

▪ **Calcul des efforts tranchants et moments maximum en travée :**

➤ **L'ELU :**

$$M_u = M_{\max} = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{1,83 \times 4,70^2}{8} = 5,05 \text{ KN.m}$$

$$T_u = T_{\max} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{1,83 \times 4,70}{2} = 4,30 \text{ KN}$$

✓ **L'ELS:**

$$M_s = M_{\max} = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{1,29 \times 4,70^2}{8} = 3,56 \text{ KN.m}$$

$$T_s = T_{\max} = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{1,29 \times 4,70}{2} = 3,03 \text{ KN}$$

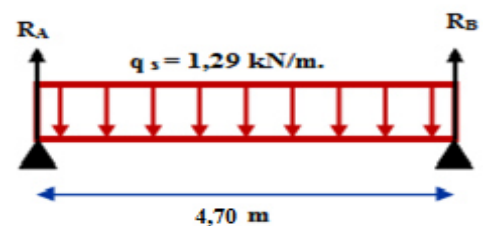
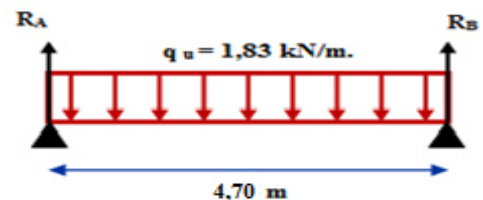


Tableau III.13: Les sollicitations de calcul des poutrelles.

	ELU	ELS
$M = P.L^2/8$ (KN.m)	5,05	3,56
$T = P.L/2$ (KN)	4,30	3,03

➤ **Ferraillage des poutrelles:**

La poutrelle travaille en flexion simple.

$$b_0 = 12 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9 \times h_0 = 3,6 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 4 \text{ cm} \quad ; \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{5,05 \times 10^6}{120 \times 36^2 \times 14,2} = 2,29$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{5,05}{3,56} = 1,42$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{\epsilon_s + 3,5} \quad \epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E} = \frac{\frac{400}{1,15}}{200000} \times 1000 \quad \epsilon_s = 1,74$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{1,74 + 3,5} = 0,668 \quad \mu_l = 0,8 \times 0,668 [1 - (0,4 \times 0,668)] = \mathbf{0,392}$$

f_{bu}	μ_{bu}	μ_l	γ	f_{c28}	f_e
14,2	2,29	0,392	1,42	25	400

Donc : $\mu_{bu} > \mu_l \implies \mathbf{A' \neq 0}$, la section est doublement armée.

☞ **Remarque :**

Donc les armatures comprimées sont nécessaires, à cause de la faible section du béton, ces armatures ne peuvent pas être placées, on prévoit alors des étaiments sous poutrelles destinées à supporter les charges et les surcharges avant et lors de coulage du béton.

❖ **Après le coulage de la table de compression**

Après le coulage et le durcissement et du béton de la dalle de compression la poutrelle travaille comme une poutre en T de dimensions suivantes :

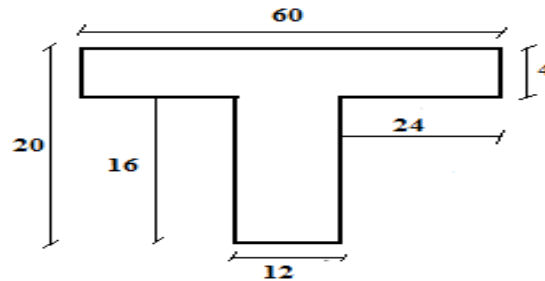


Figure.III.32 : Schéma de la poutrelle après le coulage de la table.

➤ **Charge, surcharge et les combinaisons de charges :**

- ✓ **ELU :** $q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 0,6$ avec : $g = (1,35G + 1,5Q)$
- ✓ **ELS :** $q_{ser} = (G + Q) \times 0,6$ avec : $q = (G+Q)$

Tableau III.14: Les combinaisons de charges revenantes aux planchers.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	G	Q	q_u (KN/m)	q_s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6,68	1	10,52	7,68	6,31	4,61
Etage courant	5,21	1,5	9,28	6,71	5,57	4,03
RDC	5,21	1,5	9,28	6,71	5,57	4,03

☞ **Remarque :**

La combinaison la plus défavorable est celle du plancher terrasse $q_u = 6,31 \text{ KN/m}^2$

On calcul ce plancher et on généralise le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

Donc on prend :

$$G = 6,68 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Choix de la méthode de calcul :**

Pour la détermination des moments en travées, les moments aux appuis et les efforts tranchant le **BAEL91/99** propose trois méthodes de calcul :

- méthode forfaitaire.
- méthode des trois moments.
- méthode de Caquot.

➤ **Méthode forfaitaire :**

▪ **Principe de la méthode forfaitaire :**

Elle consiste à évaluer les moments maximaux sur les appuis M_a et en travées M_t , fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

Selon l'article **B 6.2, 210 de C.B.A 93**, cette méthode est utilisée si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1) $Q \leq (2.G ; 5K N/m^2)$.
- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25$$

$$0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$$

- 4) La fissuration peu nuisible.

▪ **L'application de la méthode :**

✓ **Vérification des conditions :**

- **1^{ère} condition :** $Q \leq 5KN/m^2$ Satisfaite.
- **2^{ème} condition:** I est constant.....Satisfaite.

$$- \text{3^{ème} condition : } \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1,25 \implies 0,85 \leq \frac{4,70}{3,50} = 1,34 \geq 1,25 \\ 0,85 \leq \frac{L_n}{L_{n+1}} \leq 1,25 \implies 0,85 \leq \frac{4,70}{2,40} = 1,96 \geq 1,25 \end{array} \right\} \text{ Non satisfaite.}$$

- **4^{ème} condition :** fissuration peu nuisible.....Satisfaite.

Cette méthode n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée.

Donc on utilise la méthode de Caquot exposée ci-dessous :

➤ **Méthode de Caquot :**

La méthode de Caquot est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées mais elle peut s'appliquer aussi si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

▪ **Principe de calcul par la méthode de Caquot :**

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

- Une charge uniformément répartie d'intensité q_w et q_e .
- Des charges concentrées P_w P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée w soit vers la droite de la travée e).
- La longueur réduite de chaque travée L' :
 $L' = L$ pour une travée de rive.
 $L' = 0.8 L$ pour une travée intermédiaire.
- Les moments d'inerties des sections en T sont : I_w, I_e .
- Les rigidités linaires sont : K_w, K_e .
- Les moments fictifs sont : M'_w, M'_e .
- Le moment en travée est M_t .

▪ **Règle des moments :**

✓ **Les moments aux appuis :**

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

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

✓ **Les moments en travées:**

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2} \implies X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

M_t : le moment maximal en travée.

- **Règle de l'effort tranchant:**

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}, \quad V_e = V_w + q \times L$$

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

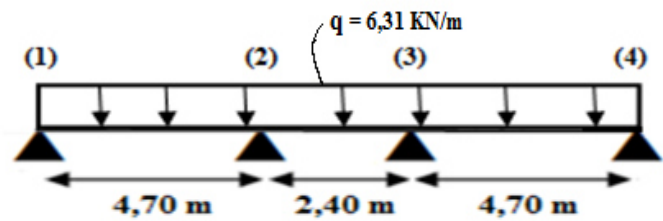
V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

- **Application de la méthode :**

- ✓ **Type 01 : Poutrelles à 3 travées**

- **Les moments aux appuis :**

$$M_q = - \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$



$$M_1 = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = - \frac{6,31 \times 4,70^3 + 6,31 \times 1,92^3}{8,5(4,70 + 1,92)} = -12,44 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = - \frac{6,31 \times 1,92^3 + 6,31 \times 4,70^3}{8,5(1,92 + 4,70)} = -12,44 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travées :**

$$M_t = M_w - V_w \cdot x - \frac{q x^2}{2}$$

$$V_w = - \frac{q x L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = V_w + q l$$

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

Travée A : $M_w = 0$; $M_e = -12,44 \text{ KN.m}$; $L = 4,70 \text{ m}$

$$V_w = - \frac{6,31 \times 4,70}{2} + \frac{0 - (-12,44)}{4,70} = -12,18 \text{ KN}$$

$$V_e = -12,18 + (6,31 \times 4,70) = 17,48 \text{ KN}$$

$$X = (- (-12,18 / 6,31)) = 1,93 \text{ m}$$

$$M_t = 0 - (-12,18 \times 1,93) - \left(\frac{6,31 \times 1,93^2}{2} \right) = 11,76 \text{ KN.m}$$

➤ **ELU :**

✓ **aux appuis**

Tableau III.15 : Les longueurs des travées fictives et les moments sur appuis à l'ELU (type 1).

Appuis	Qw	Qe	L'w	L'e	Lw	Le	Ma
1	0	6,31	0	4,70	0	4,70	0
2	6,31	6,31	4,70	1,92	4,70	2,40	-12,44
3	6,31	6,31	1,92	4,70	2,40	4,70	-12,44
4	6,31	0	4,70	0	4,70	0	0

✓ **En travée :**

Tableau III.16 : Les moments en travées et les efforts tranchants à l'ELU (type 1).

Travée	Mw	Me	L	Q	Vw	Ve	X ₀	Mt
A	0	-12,44	4,70	6,31	-12,18	17,48	1,93	11,76
B	-12,44	-12,44	2,40	6,31	-7,57	7,57	1,20	-7,90
C	-12,44	0	4,70	6,31	-17,48	12,18	2,77	11,76

- **ELS :**
 - ✓ **aux appuis**

Tableau III.17: Les longueurs de travées fictives et les moments sur appuis à l'ELS (type1).

Appuis	Q _w	Q _e	L' _w	L' _e	L _w	L _e	Ma
1	0	4,61	0	4,70	0	4,70	0
2	4,61	4,61	4,70	1,92	4,70	2,40	-9,09
3	4,61	4,61	1,92	4,70	2,40	4,70	-9,09
4	4,61	0	4,70	0	4,70	0	0

- ✓ **En travée :**

Tableau III.18 : Les moments en travées et les efforts tranchants à l'ELS (type1).

Travée	M _w	M _e	L	Q	V _w	V _e	X ₀	M _t
A	0	-9,09	4,70	4,61	-8,90	12,77	1,93	8,58
B	-9,09	-9,09	2,40	4,61	-5,53	5,53	1,20	-5,77
C	-9,09	0	4,70	4,61	-12,77	8,90	2,77	8,58

➤ Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS :

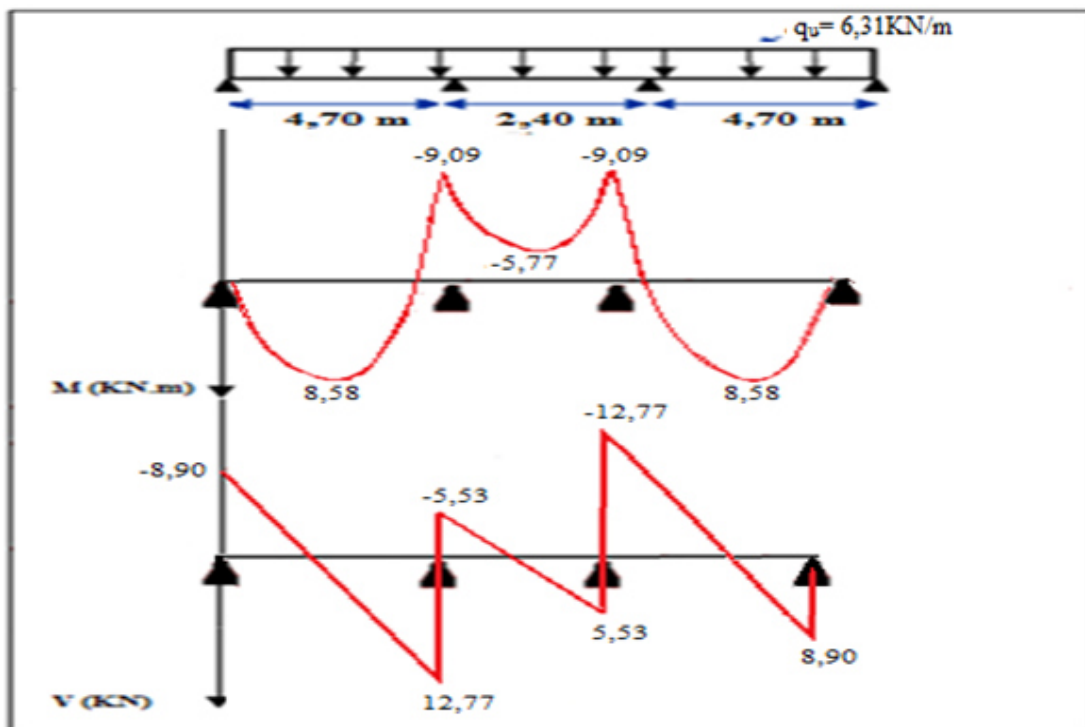


Figure III.33 : Les moments et les efforts tranchants à l'ELU (Type 1)

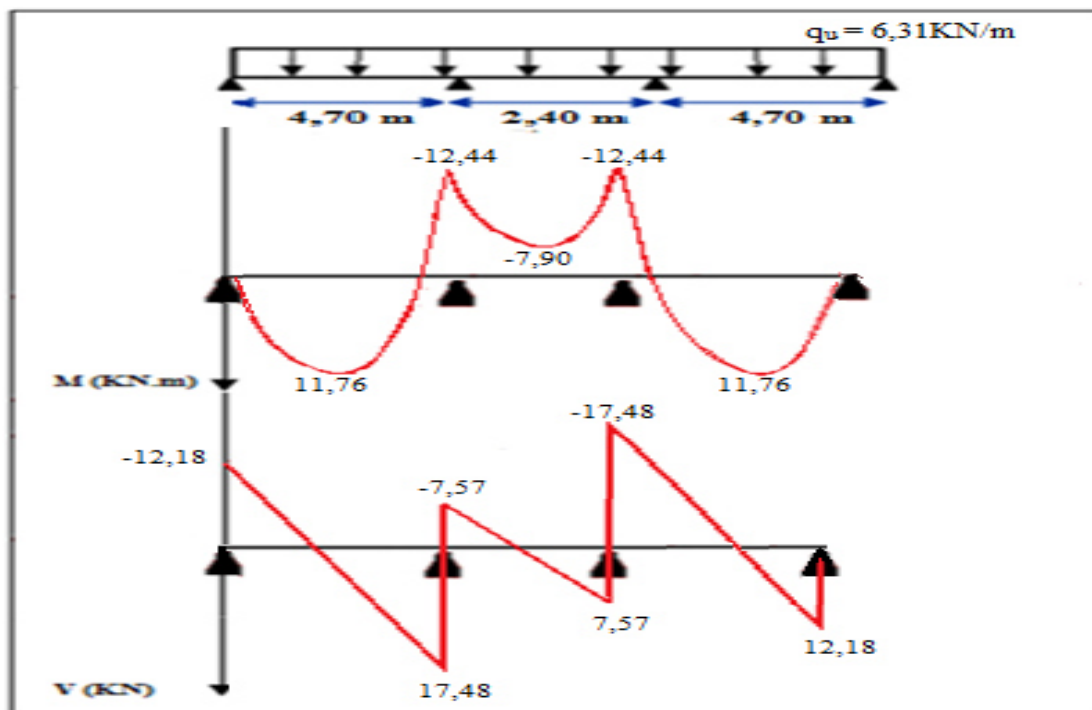


Figure III.34 : Les moments et les efforts tranchants à l'ELS (Type 1)

➤ **Type 02 : Poutrelles à 5 travées :**

- **Les moments aux appuis :**

$$M_q = -\frac{q_w l_w'^3 + q_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')}$$

$$M_1 = 0 \text{ KN.m}$$

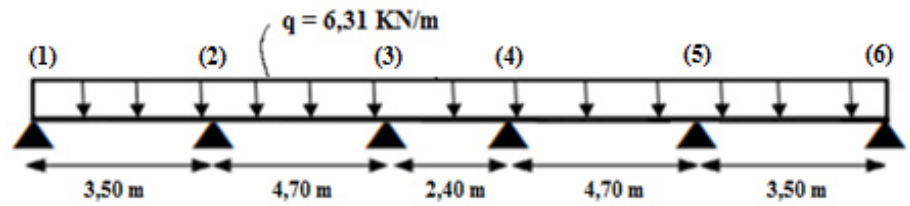
$$M_2 = -\frac{6,31 \times 3,50^3 + 6,31 \times 3,76^3}{8,5(3,50 + 3,76)} = -9,82 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -\frac{6,31 \times 3,76^3 + 6,31 \times 1,92^3}{8,5(3,76 + 1,92)} = -7,87 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -\frac{6,31 \times 1,92^3 + 6,31 \times 3,76^3}{8,5(1,92 + 3,76)} = -7,87 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -\frac{6,31 \times 3,76^3 + 6,31 \times 3,50^3}{8,5(3,76 + 3,50)} = -9,82 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0 \text{ KN.m}$$



- **Les moments en travées :**

$$M_t = M_w - V_w \cdot x - \frac{q x^2}{2}$$

$$V_w = -\frac{q x L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$V_e = V_w + q l$$

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

Travée A : $M_w = 0$; $M_e = -9,82 \text{ KN.m}$; $L = 3,50 \text{ m}$

$$V_w = -\frac{6,31 \times 3,50}{2} + \frac{0 - (-9,82)}{3,50} = -8,24 \text{ KN}$$

$$V_e = -8,24 + (6,31 \times 3,50) = 13,85 \text{ KN}$$

$$X = (-(-8,24 / 6,31)) = 1,31 \text{ m}$$

$$M_t = 0 - (-8,24 \times 1,31) - \left(\frac{6,31 \times 1,31^2}{2}\right) = 5,38 \text{ KN.m}$$

- **ELU :**
 - ✓ **aux appuis**

Tableau III.19 : Les longueurs de travées fictives et les moments sur appuis à l'ELU (type 2).

Appuis	Q _w	Q _e	L' _w	L' _e	L _w	L _e	Ma
1	0	6,31	0	3,50	0	3,50	0
2	6,31	6,31	3,50	3,76	3,50	4,70	-9,82
3	6,31	6,31	3,76	1,92	4,70	2,40	-7,87
4	6,31	6,31	1,92	3,76	2,40	4,70	-7,87
5	6,31	6,31	3,76	3,50	4,70	3,50	-9,82
6	6,31	0	3,50	0	3,50	0	0

- ✓ **En travée :**

Tableau III.20: Les moments en travées et les efforts tranchants à l'ELU (type 2).

Travée	M _w	M _e	L	Q	V _w	V _e	X ₀	M _t
A	0	-9,82	3,50	6,31	-8,24	13,85	1,31	5,38
B	-9,82	-7,87	4,70	6,31	-15,24	14,42	2,42	8,58
C	-7,87	-7,87	2,40	6,31	-7,57	7,57	1,20	-3 ,33
D	-7,87	-9,82	4,70	6,31	-14,42	15,24	2,28	8,58
E	-9,82	0	3,50	6,31	-13,85	8,24	2,19	5,38

- **ELS :**
 ✓ **aux appuis**

Tableau III.21 : Les longueurs des travées fictives et les moments sur appuis à l'ELS (type 2).

Appuis	Q _w	Q _e	L' _w	L' _e	L _w	L _e	Ma
1	0	4,61	0	3,50	0	3,50	0
2	4,61	4,61	3,50	3,76	3,50	4,70	-7,17
3	4,61	4,61	3,76	1,92	4,70	2,40	-7,75
4	4,61	4,61	1,92	3,76	2,40	4,70	-7,75
5	4,61	4,61	3,76	3,50	4,70	3,50	-7,17
6	4,61	0	3,50	0	3,50	0	0

- ✓ **En travée :**

Tableau III.22 : Les moments en travées et les efforts tranchants à l'ELS (type 2).

Travée	M _w	M _e	L	Q	V _w	V _e	X ₀	M _t
A	0	-7,17	3,50	4,61	-6,02	10,12	1,31	3,93
B	-7,17	-7,75	4,70	4,61	-10,71	10,96	2,32	5,27
C	-7,75	-7,75	2,40	4,61	-5,53	5,53	1,20	-4,43
D	-7,75	-7,17	4,70	4,61	-10,96	10,71	2,38	5,27
E	-7,17	0	3,50	4,61	-10,12	6,02	2,19	3,93

➤ Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU et à l'ELS :

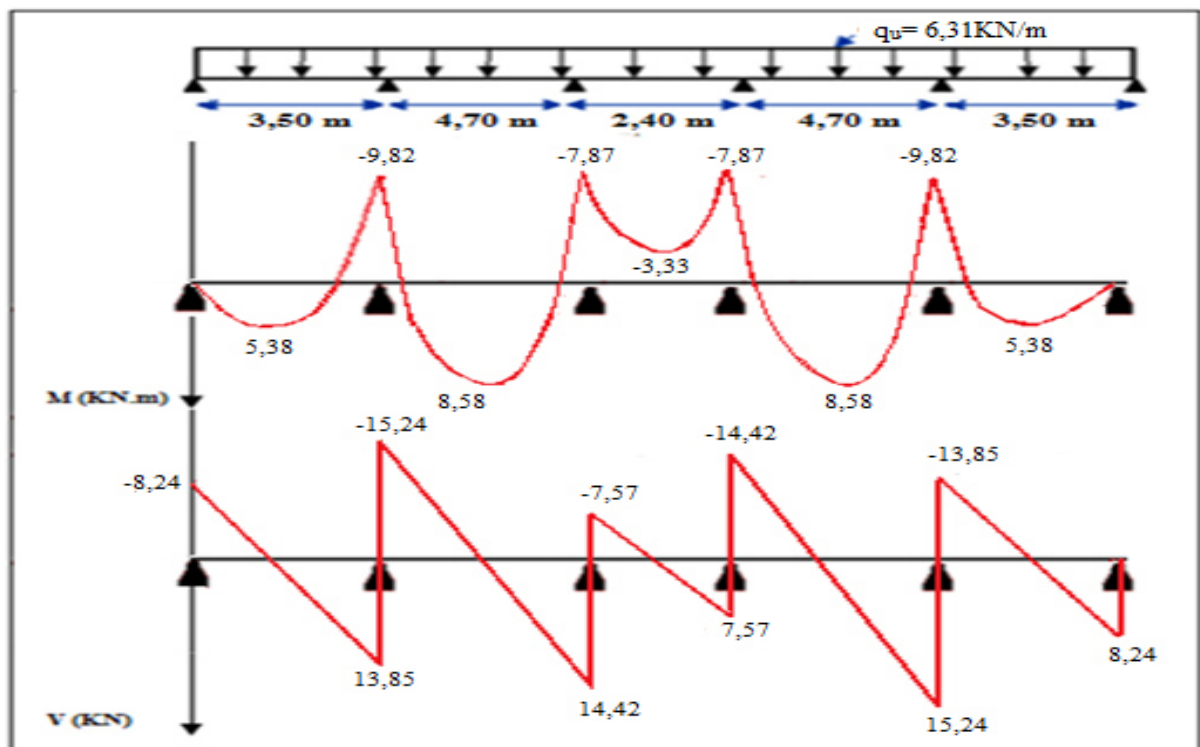


Figure III.35. Les moments et les efforts tranchants à l'ELU (Type 2)

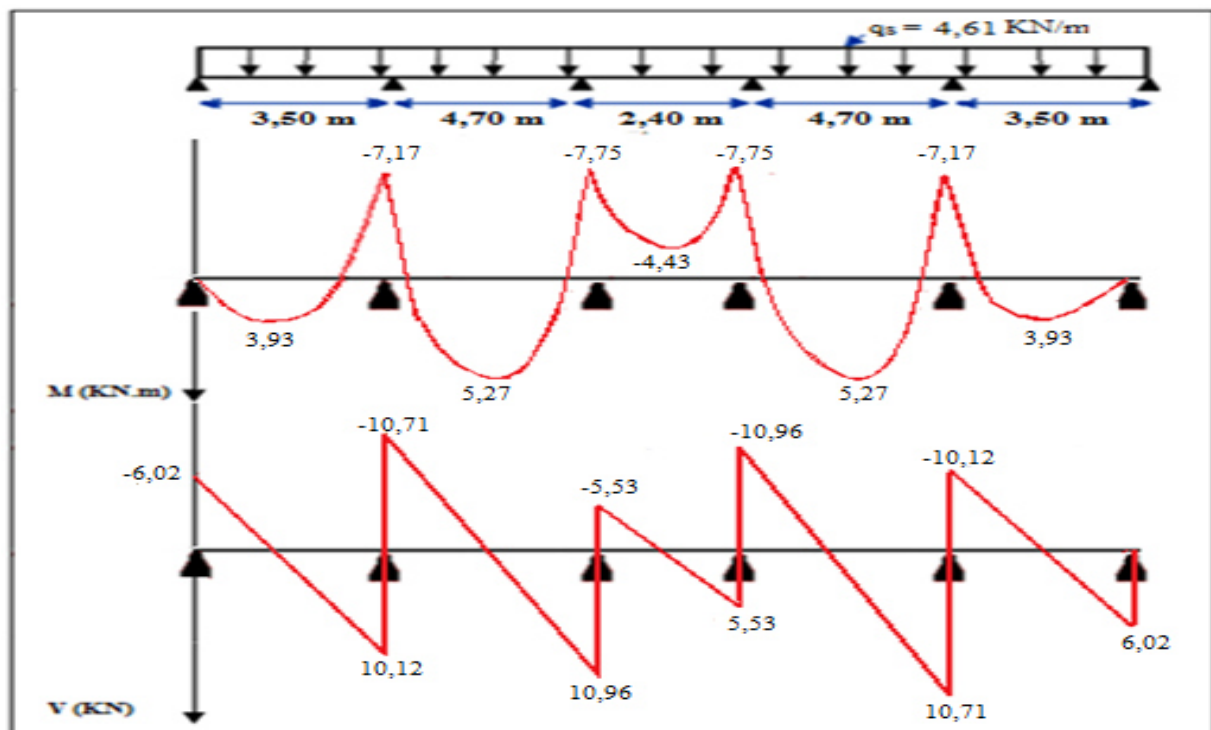


Figure III.36. Les moments et les efforts tranchants à l'ELS (Type 2)

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

Le calcul se fait à **ELU** en flexion simple, pour la poutrelle la plus sollicitée. Le tableau ci dessous résume les efforts maximaux au niveau des appuis et en travées.

✓ **ELU :**

$M_{u(max)}^a$ (KN.m)	$M_{u(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
-12,44	11,76	-17,48	17,48

✓ **ELS :**

$M_{ser(max)}^a$ (KN.m)	$M_{ser(max)}^t$ (KN.m)	$V_{W(max)}$ (KN)	$V_{e(max)}$ (KN)
-9,09	8,58	-12,77	12,77

➤ **Calcul des armatures :**

✓ **En travée :** Le moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,60 \times 0,4 \times (0,18 - 0,02) = 54,5 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 11,76 \text{ KN.m} < M_{tu} = 54,5 \text{ KN.m}$$

Si $M_u < M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. on calcul une section rectangulaire $b \times h$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{11,76 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,043$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,043)} \right) = 0,055$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,055) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_u(max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{11,76 \times 10^6}{176 \times 348} = 1,92 \text{ cm}^2$$

On prend:

3 HA10 = 2,36cm²

Tableau III.23: Récapitulation de ferrailage des poutrelles en travée.

M_t (KN.m)	μ_{bu}	A	z (m)	A_1 (cm ²)	Choix des barres	$A_{1,adopté}$ (cm ²)
11,76	0,043	0,055	0,176	1,92	3HA10	2,36

✓ Aux appuis

$$M_u = -12,44 \text{ KN.m} < M_{tu} = 72,4 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{12,44 \times 10^{-3}}{0,60 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,225$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,22)}) = 0,31$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,18 (1 - 0,4 \times 0,31) = 0,158 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u(\max)}{Z_b \sigma_{su}} = \frac{12,44 \times 10^6}{158 \times 348} = 2,26 \text{ cm}^2 \implies \boxed{A_1 = 2,26 \text{ cm}^2}$$

Tableau III.24: Récapitulation de ferrailage des poutrelles sur appuis.

M_a (KN.m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_1 (cm ²)	Choix des barres	$A_{1,adopté}$ (cm ²)
12,44	0,225	0,31	0,158	2,26	2HA12	2,26

➤ Calcul des armatures transversales : (Art-A.7.1.22/BAEL99).

✓ Diamètre des armatures :

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_t, \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(\frac{20}{35}, 1, \frac{12}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq 0,57 \text{ cm}$$

Nous prenons $\emptyset = 6 \text{ mm}$; les armatures transversales sont :

$$\boxed{2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2}$$

✓ Espacement S_t :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(16,2 ; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm} \implies S_t = 15\text{cm.}$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité: (Art. A.4.2.1 ; BAEL91/99) :**

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} \begin{cases} f_{ed} = 400 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 0,6 + (0,06 \times f_{c28}) = 2,1 \text{ MPa.} \end{cases}$$

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,261 \text{ cm}^2.$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,261 \text{ cm}^2. \implies \text{C.V}$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,261 \text{ cm}^2. \implies \text{C.V}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (BAEL 91 Art A.5.1,2)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{17,48 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,81 \text{ MPa} \quad (\text{La fissuration est peu nuisible}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,2 \times (f_{c28} / \gamma_b) ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

➤ **Vérification de l'adhérence des barres : (Art. 5.1.1/ BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_s = \Psi_s \times f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_1}$$

$$\sum u_1 = 2 \times 3,14 \times 12 = 75,36 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_{se} = \frac{17,48 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 75,36} = 1,43 \text{ MPa.} \\ \bar{\tau}_s = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

$$\tau_{se} = 1,43 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

➤ **La longueur de scellement : BAEL91 (Art. A.6.1)**

Elle correspond à la longueur d'acier adhérent un béton, nécessaire pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisée.

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

Avec : τ_{su} : contrainte limite d'adhérence.

Ψ_s : coefficient de scellement des barres ($\Psi_s = 1,5$; pour les aciers H.A).

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{tj} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varnothing \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,84} = 35,21 \text{ cm}$$

$$L_s = 35,21 \text{ cm} > L_a = 30 \text{ cm (Largeur de la poutre).}$$

Donc : l'ancrage à effectuer est un ancrage courbe (crochet à 45°).

Les règles de **BAEL91 (Art. A.6.1)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée ancrée

mesurée hors crochet est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers HA.

$$L_c = 0,4.L_s = 14,08 \text{ cm}$$

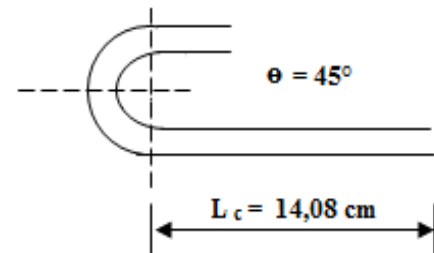


Figure 37.III : Ancrage des barres.

➤ **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : $V_u = 17,48 \text{ KN}$**

$$\bar{V}_u = 0,4 \times (f_c 28 / \gamma_b) \times \alpha \times b_0 \quad ; \quad \text{avec : } \alpha = 0,9 \times d$$

$$\bar{V}_u = 0,4 \times (25 / 1,5) \times (0,9 \times 180) \times 120 = 129,6 \text{ KN}$$

$$V_u = 17,48 \text{ KN} < \bar{V}_u = 129,6 \text{ KN} \quad \Longrightarrow \quad \text{CV}$$

➤ **Influence sur les armatures longitudinales :**

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right) = \frac{1,15}{400} \left(17,48 + \frac{12,44}{0,9 \times 0,18} \right) = 0,27 \text{ cm}^2. \quad \Longrightarrow \quad \text{CV}$$

Au niveau de l'appui V_u est négligeable devant M_u Donc il n'y a aucune vérification à effectuer pour les armatures.

➤ **Vérification à L'ELS :**

➤ **Vérification des contraintes maximales dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa} \implies \boxed{\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}}$

$\bar{\sigma}_{bc}$: est la contrainte admissible dans le béton comprimé.

$\sigma_{bc} = K \times y$ Avec : $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Avec : $I = \frac{by^3}{3} + n \left[A_s (d - y)^2 + A_{s'} (y - d')^2 \right]$

y : est la position de l'axe neutre.

I : est le moment d'inertie.

✓ **Position de l'axe neutre « y » :**

$y = \frac{n \cdot (A_s + A_{s'})}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + (d \cdot A_{s'})}{7,5 \cdot (A_s + A_{s'})^2}} - 1 \right] \dots\dots\dots \text{BAEL 91}$

n : est le coefficient d'équivalence Acier – Béton (n = 15).

A_s' : est la section des armatures comprimées (A_s' = 0).

Tableau III.25: Vérifications des contraintes maximales du béton des planchers.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	8,58	2,36	4,06	8217,52	4,22	15	CV
Appui	-9,09	2,26	3,98	7924,29	4,58	15	CV

▪ **Vérification des contraintes maximales dans l'acier :**

la fissuration est peu nuisible, ca veut dire que la limite sur la contrainte d'acier n'existe pas.

Donc : $\boxed{\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}}$

σ̄_s : est la contrainte admissible dans l'acier.

▪ **Vérification de la flèche (état limite de déformation) :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ ser}}}{M_0}$
3. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa}$

Avec :

h : la hauteur de la section de calcul ($h = 17 \text{ cm}$).

L : la longueur de la paillasse ($L = 2,45\text{m}$).

A : la section d'acier tendu en travée ($A = 7,07\text{cm}^2$).

M_t : le moment en travée ($M_{t \text{ ser}} = 24,66 \text{ KN. m}$).

M_0 : le moment de référence ($M_0 = 29,01 \text{ KN. m}$).

Application :

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \implies \frac{h}{L} = \frac{20}{470} = 0,043 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \implies \text{C.V}$
2. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ ser}}}{M_0} \implies \frac{h}{L} = 0,043 \leq \frac{1}{10} \times \frac{8,58}{17,42} = 0,49 \implies \text{C.N.V}$
3. $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \implies \frac{236}{120 \times 180} = 0,0109 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \text{ MPa} \implies \text{C.N.V}$

Les Deux conditions (2) et (3) ne sont pas vérifiées, alors on va procéder au calcul de la flèche.

▪ **Calcul de la flèche : (règlement CBA93)**

On doit vérifier la condition suivante :

$$\Delta F = f_v - f_i < \bar{f} = \frac{L}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm.}$$

La flèche instantanée f_i : (sous charge de courte durée d'application).

$$f_i = \frac{M_{\text{ser,max}} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

La flèche instantanée f_v : (sous charge de longue durée d'application).

$$f_v = \frac{M_{\text{ser,max}} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

E_i : module de déformation instantanée du béton.

E_v : module de déformation différée du béton.

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

I_{fi} : moment d'inertie fictif instantané.

I_{fv} : moment d'inertie fictif instantané.

▪ **Le moment d'inertie fictif :**

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times u} \quad ; \quad \lambda_i = \frac{0,05 \times ft28}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \\ u = \max \left(1 - \frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_s} ; 0 \right). \end{cases}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \times u} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 \times ft28}{\left(2 + \frac{3 \times b_0}{b}\right) \times \rho}$$

▪ **Le moment d'inertie de la section totale homogène:**

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

▪ **Les modules de déformation:**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_c 28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

Tableau III.26 : Vérification de la flèche dans les planchers.

I_0	P	λ_i	λ_v	u	I_{fi}	I_{fv}	f_i	f_v
42265,6	0,011	3,67	1,47	0,76	12269,65	19962,97	0,48	0,88

$$\Delta F = f_v - f_i = 0,88 - 0,48 = 0,40 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{470}{500} = 0,94 \text{ cm}$$

$$\Delta F = 0,40 \text{ cm} < \bar{f} = 0,94 \text{ cm} \implies \text{C.V}$$

III.5.3.Ferraillage des planchers à corps creux :

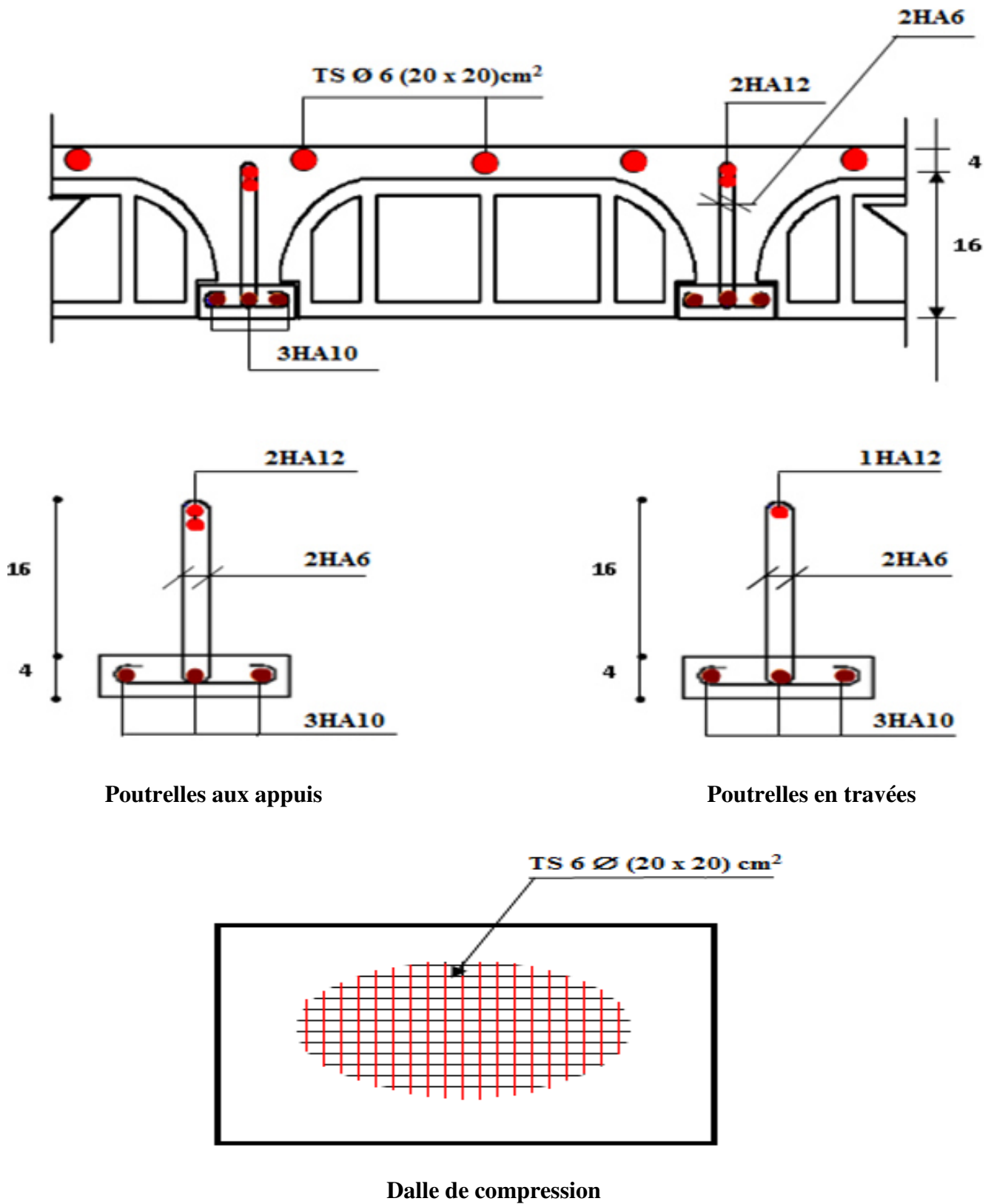


Figure.III.38 : Schéma de ferraillage du plancher à corps creux.

IV. Introduction.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent le nord de l'Algérie, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la plus importante prévention est la construction parasismique.

La meilleure façon d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérents.

IV.1. Etude dynamique :

IV.1.1. Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximaux lors d'un séisme.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement, est souvent très complexe et demande un calcul très fastidieux presque impossible. C'est pour cette raison qu'on fait souvent appel à des modélisations (calcul par éléments finis ETABS), qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.1.2. Etapes de la modélisation de la structure:

❖ Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Eurocode, UBC, ACI...etc).

De plus de part sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc).

ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

❖ Modélisation des éléments structuraux :

- La modélisation des éléments structuraux est effectuée comme suit :
- Les éléments en portique (poutres-poteaux) ont été modélisés par des éléments finis de type poutre « *frame* » à deux nœuds ayant six degrés de liberté (d.d.l.) par nœud.
- Les voiles ont été modélisés par des éléments coques « *Shell* » à quatre nœuds.
- Les planchers sont simulés par des diaphragmes rigides et le sens des poutrelles peut être automatiquement introduit.
- Les dalles sont modélisées par des éléments dalles qui négligent les efforts membranaires.

❖ Modélisation de la masse :

La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité βQ RPA99/version 2003 (dans notre cas ($\beta = 0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir $2,5t/m^3$.

La masse des éléments concentrés non structuraux, comme l'acrotère et les murs extérieurs (maçonnerie), a été répartie sur les poutres concernées.

L'estimation de l'effort sismique est faite par diverses méthodes de calcul qui ont été proposées parmi les quelle on distingue deux méthodes très couramment utilisées.

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.

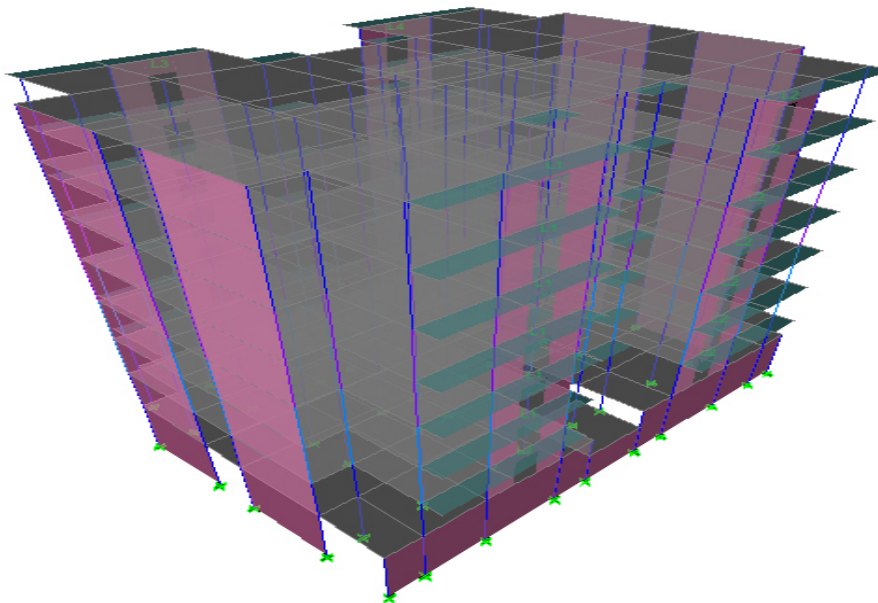
❖ Présentation de la vue en 3D :

Figure IV.1: Schéma de la structure en 3D.

IV.2. Etude sismique :

IV.2.1. présentation de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mène suivant trois méthodes :

- Par la méthode statique équivalente.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.2. Méthode statique équivalente : R.P.A (Art4.2) :

Dans cette méthode, les actions sismiques réelles qui se développent dans la construction, sont remplacées par un système de forces statiques fictives. Les effets de ces forces sont considérés équivalents à ceux provoqués par mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal.

Les forces sismiques équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait la régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 30m en zones III et II_b, 65m en zone II_a.
- Le bâtiment ou bloc étudié présent une configuration irrégulière tout en respectant outre les conditions précédentes, les conditions complémentaires suivantes :

❖ **Zone I** : Tous groupes

❖ **Zone II** : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2..... $H_T \leq 7$ niveaux ou 23m.

Groupe d'usage 1B $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1A..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

❖ **Zone III** : Groupes d'usage 3..... $H_T \leq 5$ niveaux ou 17m.

Groupe d'usage 1B..... $H_T \leq 3$ niveaux ou 10m.

Groupes d'usage 1A..... $H_T \leq 2$ niveaux ou 08m.

IV.2.3. Méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

IV.3. Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (**RPA99/version 2003**). Si les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies. Il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA 99 version 2003**.

Dans notre cas, **Bouira** est classée dans une zone de sismicité moyenne **ZONE IIa**, ainsi que notre ouvrage étant un bâtiment classé en **Groupe2** le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment **ne répond pas** aux critères (4.1.2.a) exigés par le **RPA99V2003**, quand à l'application de la méthode statique équivalente.

☞ La hauteur de la structure est : $h = 25,5\text{m} < 65\text{m}$.

IV.3.1. méthode dynamique modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentée par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

❖ Spectre de réponse de calcul :

Selon le **RPA99V2003** l'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 s \\ 2,5 \eta (1,25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3,0 s \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement (quant l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0.7$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : facteur de qualité.

➤ **Classification du site :**

Selon le **RPA99V2003** les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol meuble (**Catégorie S3**).

➤ **Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D :**

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_1 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3,0s \end{cases}$$

T1, T2 : période caractéristique dépendant du site : pour un site meuble (S 3).

$$\begin{cases} T_1 = 0,15s \\ T_2 = 0,50s \dots\dots\dots \text{(Tableau 4.7 RPA V2003)} \end{cases}$$

▪ **Coefficient de correction d'amortissement η :**

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} = 0,882 \dots (\varepsilon = 7\%) \dots\dots\dots \text{(Article 4.2 RPA V2003)}$$

ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages..... (Tab4-2).

On prend le cas le plus défavorable pour $\varepsilon = 7\%$.

▪ **Estimation de la période fondamentale :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules

empiriques données par RPA99 : $T = C_T h_N^{3/4}$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(N).

Pour une structure dont le contreventement est assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie..... $C_T = 0,05$; $h_N = 25,5m$.

$$D'où : T = 0,05(25,5)^{3/4} = \mathbf{0,567s}$$

Dans le cas où la structure est contreventée par des voiles en béton armé, on peut également utiliser la formule suivante : $T = 0,09 h_N / \sqrt{L}$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul.

- sens longitudinale : $L_x = 26,00m$.

- sens transversale : $L_y = 21,20m$.

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4.6 et 4.7 du RPA99V2003 donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} ; 0,09 h_N / \sqrt{L} \right\}$$

✓ **Pour le sens longitudinal :**

$$T_x = \min (0,567s ; 0,450s) \dots \dots \dots \text{donc } T_x = \mathbf{0,450s}$$

On a $T_2 = \mathbf{0,5s}$:

$$0 \leq T_x = 0,450s < T_2 = 0,5s \implies D = 2,5\eta \quad \text{donc : } \mathbf{D_x = 2,205.}$$

✓ **Pour le sens transversal :**

$$T_y = \min (0,567s ; 0,498s) \dots \dots \dots \text{donc } T_y = \mathbf{0,498s}$$

$$0 \leq T_y = 0,498s \leq T_2 = 0,5s \implies D = 2,5\eta \quad \text{donc : } \mathbf{D_y = 2,205.}$$

▪ **Coefficient d'accélération de zone A :**

Donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$\text{Zone IIa ; groupe d'usage 2} \implies \mathbf{A = 0,15.}$$

▪ **coefficient de comportement global de la structure R :**

Sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) RPA99/version2003 en fonction du système de contreventement de la structure.

On suppose que notre structure est contreventée par des voiles porteurs et après l'étude de la structure on fait la vérification de la part des efforts verticaux reprise par les voiles .

Donc : R = 3,5

▪ **facteur de qualité Q :**

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ (Art4.4RPAV2003).

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau (Art4.4RPAV2003).

✓ **Conditions minimales sur les files de contreventement :**

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est $< 1,5$.

- **Sens longitudinal:** (7 travée):

5,40 / 4,10 = 1,31 < 1,5.....	C.V	} critère non observé $P_q = 0,05$
4,10 / 2,00 = 2,05 < 1,5.....	C.N.V	
4,10 / 3,20 = 1,28 < 1,5.....	C.V	
3,20 / 4,10 = 0,78 < 1,5.....	C.V	

- **Sens transversal:** (5travée):

4,70/2,40= 1,95 < 1,5.....	C.N.V	} critère non observé $P_q = 0,05$
2,40/4,70=0,51 < 1,5.....	C.V	
4,70/3,50=1,34 < 1,5.....	C.V	

✓ **Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

- **Sens longitudinal:** (7 files):

$$L_{\max} / L_{\min} = 5,40 / 2,00 = 2,70 > 1,5 \Rightarrow \text{critère non observé } \mathbf{P_q = 0,05}$$

- **Sens transversal:** (5files):

$$L_{\max} / L_{\min} = 4,70 / 2,40 = 1,95 > 1,5 \Rightarrow \text{critère non observé } \mathbf{p_q = 0,05}$$

✓ **Régularité en plan :**

- La structure a une forme compacte, et le rapport:

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 26,00 / 21,20 = 1,23 < 4 \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

- La Somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

$$0,25 \leq L_x / L_y \leq 4 \implies 0,25 \leq 26 / 21,2 = 1,23 \leq 4 \dots \dots \dots \mathbf{C.N.V}$$

Donc le critère est non observé $\mathbf{p_q = 0,05}$

✓ **Régularité en élévation :**

- Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont ça charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- La variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- La plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5 fois sa plus petite dimension.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Suivant x-x : } 14,6 / 26 = 0,55 \leq 0,67 \dots \dots \dots \mathbf{C.N.V} \\ \text{Suivant y-y : } 11,8 / 21,2 = 0,56 \leq 0,67 \dots \dots \dots \mathbf{C.N.V} \end{array} \right.$$

Donc le critère est non observé $\mathbf{p_q = 0,05}$

✓ **Contrôle de la qualité des matériaux :**

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment sont contrôlés donc : $\mathbf{p_q = 0}$

✓ **Contrôle de la qualité de l'exécution :**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux. Donc $\mathbf{P_q = 0}$

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q .

Critère q	P_q			
	Suivant x-x		Suivant y-y	
	Observé	Non observé	Observé	Non observé
1- condition minimale sur les files de contreventement	-	0,05	-	0,05
2-Redondances en plan	-	0,05	-	0,05
3- Régularité en plan	-	0,05	-	0,05
4- Régularité en élévation	-	0,05	-	0,05
5-Contrôle de la qualité des matériaux	0	-	0	-
6- Contrôle de la qualité de l'exécution	0	-	0	-
Totale	0,20		0,20	

▪ **poids total de la structure W :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$\text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : charges d'exploitations.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 du RPA99 : $\beta = 0,2$

Tableau IV.2 : Les valeurs du poids propre W.

	A	L(m)	D	Q	R	T(s)	T= min ($T_1 ; T_2$)(s)	W(KN)
X-X	0,15	26,00	2,205	1,2	3,5	0,567	0,450	37834 ,91
Y-Y	0,15	21,20	2,205	1,2	3,5		0,498	37834 ,91

IV.4. Modélisation de la structure :

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 mixte (portique voiles).

Le choix du positionnement des voiles : En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique et facilement réalisable.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :

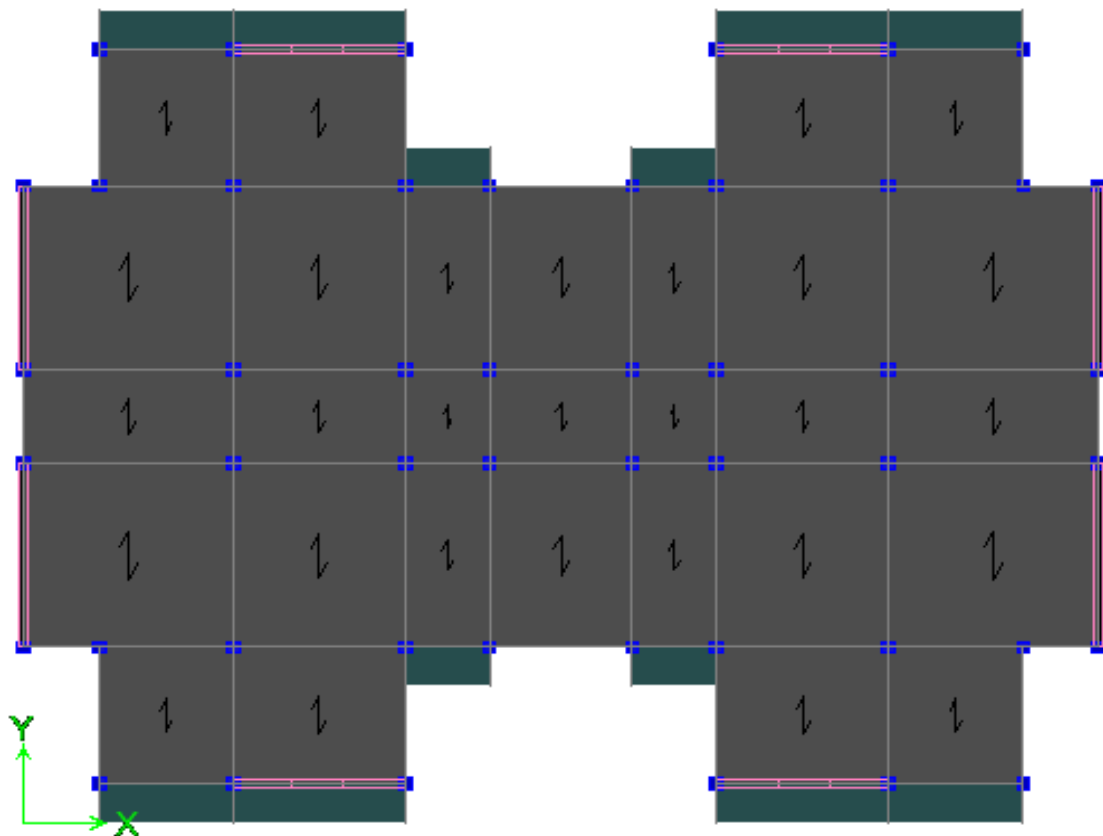


Figure IV.2 : Disposition des voiles (plancher terrasse).

IV.4.1. Caractéristiques géométriques et massique de la structure :

❖ Détermination des masses et centre de masse par étage :

Le centre de masse est le point de l'application des résultantes des charges horizontales (vent, séisme).

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

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.

➤ Centre de rigidité (torsion) :

Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

D'où :

X_{CT}, Y_{CT} : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion).

e_x : excentricité théorique suivant x .

e_y : excentricité théorique suivant y .

Tableau IV.3 : Centre des masses et centre de torsion de chaque étage.

Plancher	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		Excentricité théorique	
	Masse(KN)	$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_{CR}(m)$	$Y_{CR}(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
1	586,2633	13,02	10,330	12,8	10,326	0,220	0,004
2	477,1885	12,929	10,412	12,798	10,543	0,131	-0,131
3	476,1183	12,921	10,559	12,797	10,492	0,124	0,067
4	469,1061	12,923	10,562	12,797	10,424	0,126	0,138
5	463,4381	12,925	10,564	12,799	10,386	0,126	0,178
6	457,4888	12,93	10,568	12,802	10,358	0,128	0,21
7	449,6773	12,933	10,611	12,803	10,345	0,13	0,266
8	477,4914	12,86	10,5	12,807	10,342	0,053	0,158

➤ **L'excentricité accidentelle :(article 4.2.7 RPA99/Version 2003)**

Elle est fixée par le RPA 99/Version 2003 à : 5% L

$$\begin{cases} \text{Sens X-X : } e_x = 0,05 L_x. \\ \text{Sens Y-Y : } e_y = 0,05 L_y. \end{cases}$$

$$e_{acc} = \pm 0,05 \max (L_x, L_y) = \pm 0,05 \max (26,00 ; 21,20) = 1,30 \text{ m}$$

Donc : $e_x = \max (e_{acc} ; e_{réel}) = \max (1,30 ; 0,004) = 1,30\text{m}$.

$$\begin{cases} e_x = 1,30\text{m}. \\ W_t = M_t \times g = 3856,77 \times 9,81 = 37834,91 \text{ KN}. \end{cases}$$

IV.4.2. Caractéristiques dynamiques de la structure :

❖ **Nombre de modes à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Lorsque tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0.20 \text{ sec} \quad (\text{article 4-14 RPA/2003})$$

Où : N est le nombre de niveaux au dessus du sol et T_k la période du mode K.

Le nombre de mode à considérer est : 8 modes (participation modale de mode 8: **98,7975%**).

IV.4.3. Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :

❖ **Mode de vibration et taux de participation des masses :**

Après l'analyse automatique par le logiciel **ETABS 9.7.1**, on a tiré les résultats qui sont illustres dans le tableau :

Tableau IV.4: Périodes, modes et facteurs de participation massique.

Mode	Période	UX	UY	ΣUX	ΣUY	RZ	ΣRZ	Nature
1	0,621081	72,8221	0,0013	72,8221	0,0013	1,294	1,294	Translation X-X
2	0,504989	0,0015	69,9453	63,8236	69,9466	0,0008	1,2947	Translation Y-Y
3	0,346757	0,3977	0,0018	64,2214	69,9484	65,9125	67,2072	Rotation Z-Z
4	0,14225	18,5285	0,001	82,7498	69,9494	0,0126	67,2198	
5	0,126549	0,0007	19,2591	82,7506	89,2085	0,0005	67,2203	
6	0,085662	0,0499	0,0001	82,8004	89,2086	18,6993	85,9196	
7	0,065709	6,997	0,0001	89,7974	89,2087	0,53	86,4497	
8	0,057351	0,0001	6,9736	89,7975	96,1823	0,0007	86,4504	
9	0,043098	3,8372	0	93,6347	96,1823	0,7234	87,1738	
10	0,038239	0,3737	0,0007	94,0084	96,183	6,4877	93,6615	
11	0,035479	0	2,6216	94,0084	98,8047	0,0006	93,6621	
12	0,031722	3,0397	0	97,0481	98,8047	0,2627	93,9248	

➤ **Modes de vibrations obtenus :**

- **Premier mode de vibration :** une translation suivant X-X

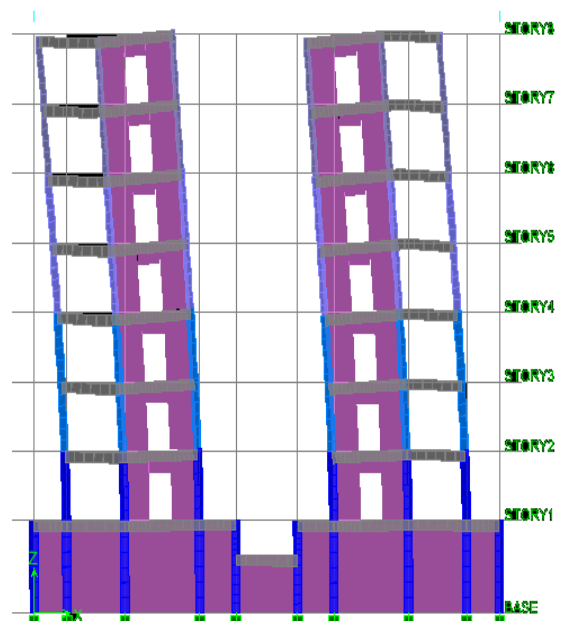
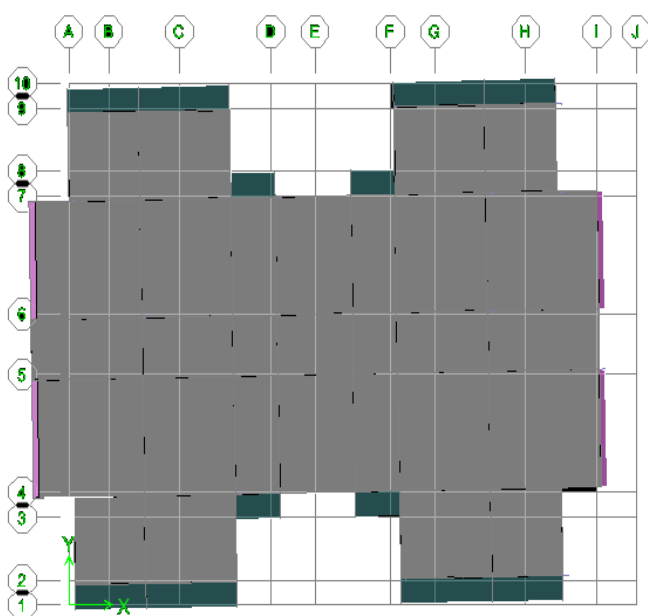


Figure IV.3 : 1^{er} Mode de translation suivant le sens X-X de période $T = 0,6211s$

- **Deuxième mode de vibration** : une translation suivant Y-Y

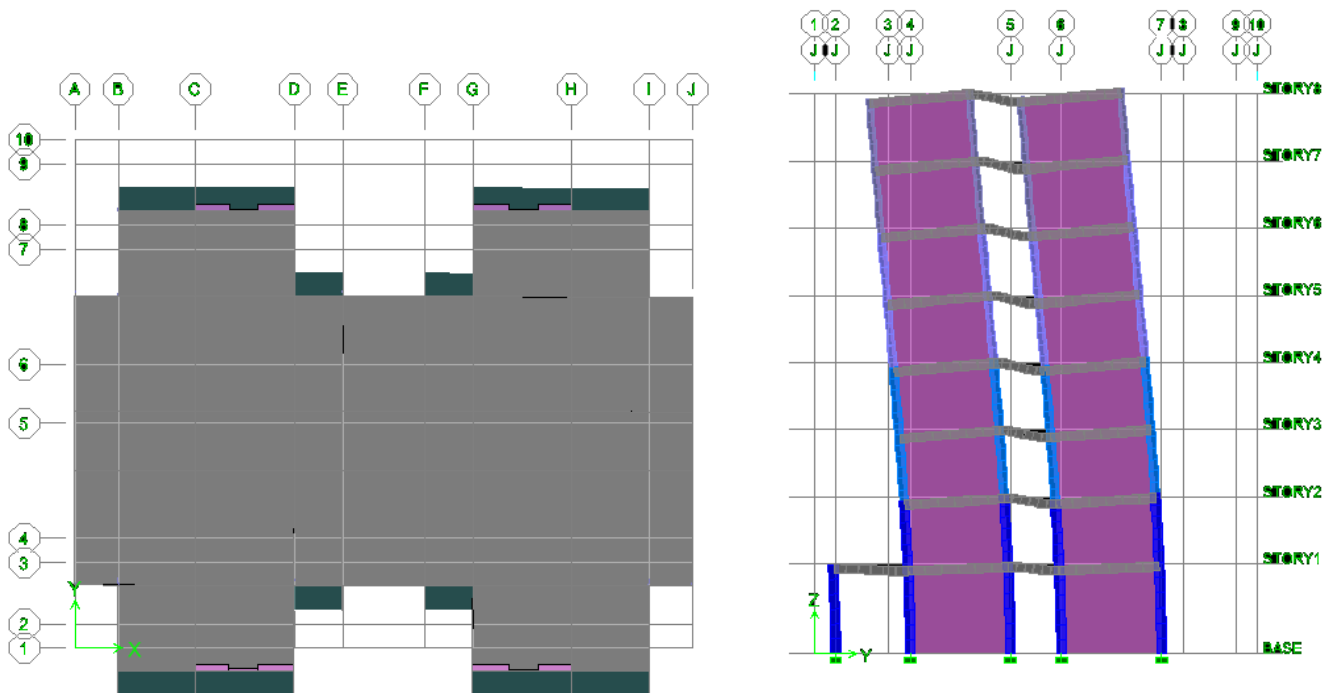


Figure IV.4 : 2^{ème} Mode de translation suivant le sens YY de période $T = 0,5050$

- **Troisième mode de vibration** : une rotation autour de Z-Z

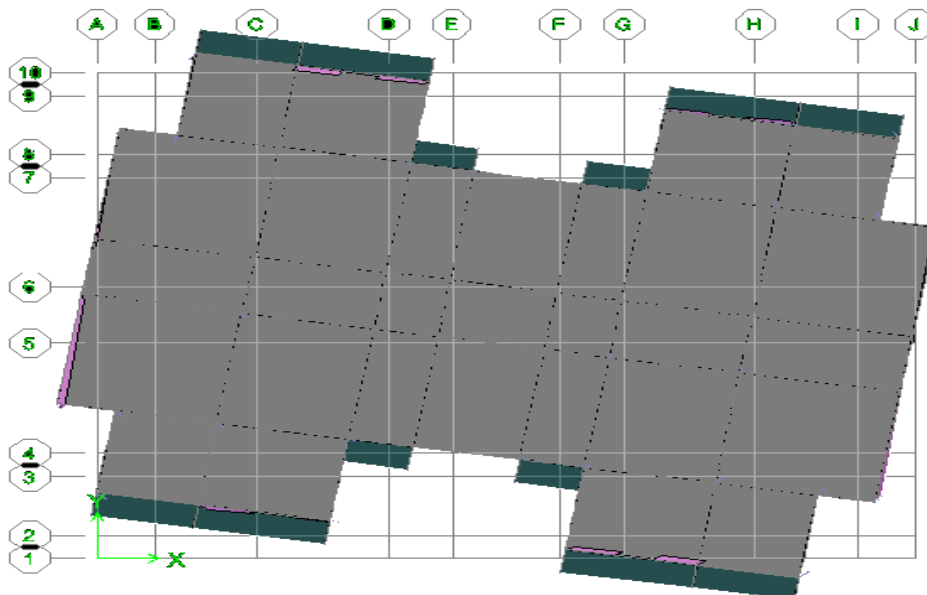


Figure IV.5 : 3^{ème} Mode de rotation de l'axe Z de période $T = 0,3468s$

☞ **Commentaire :**

D'après le RPA99 Version 2003, la valeur de T_{fond} calculées a partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées a partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{ETABS}} = 0,621\text{s} < T_{\text{fond}} = 0,567 \times 1,3 = 0,737\text{s} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

➤ **Calcul de L'effort tranchant modal à la base : D'après le (RPA99v03):**

$$V_i = S_a / g \times \alpha_i \times W$$

Avec :

V_i : l'effort tranchant a la base.

α_i : coefficient de participation i .

W : poids total de la structure.

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

▪ **Sens longitudinal (X-X) :**

Tableau IV.5: Valeur de l'effort tranchant à la base (sens longitudinale).

Mode	Période (sec)	Sa/g	α_i (%)	W(KN)	Vi(KN)
1	0,621081	0,122	72,8221	37834 ,91	336136,547
2	0,504989	0,141	0,0015	37834 ,91	8,002
3	0,346757	0,142	0,3977	37834 ,91	2136,666
4	0,14225	0,144	18,5285	37834 ,91	100947,475
5	0,126549	0,149	0,0007	37834 ,91	0 ,393
6	0,085662	0,161	0,0499	37834 ,91	303,30
7	0,065709	0,167	6,997	37834 ,91	44114,32
8	0,057351	0,170	0,0001	37834 ,91	0,642
			$\sum \alpha_i$ (%) = 98,7975		

- **Sens transversal (Y-Y):**

Tableau IV.6 : Valeur de l'effort tranchant à la base (sens transversal).

Mode	Période (sec)	Sa/g	ai(%)	W(KN)	Vi(KN)
1	0,621081	0,122	0,0013	37752,98	3,72
2	0,504989	0,141	69,9453	37752,98	372330,73
3	0,346757	0,142	0,0018	37752,98	9,65
4	0,14225	0,144	0,001	37752,98	5,44
5	0,126549	0,149	19,2591	37752,98	108336,17
6	0,085662	0,161	0,0001	37752,98	0,608
7	0,065709	0,167	0,0001	37752,98	0,630
8	0,057351	0,170	6,9736	37752,98	44756,61
			$\sum ai(\%) = 96,1823$		

➤ **Les combinaisons des réponses modales:**

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** de périodes **T_i**, **T_j** d'amortissement ξ_i , ξ_j sont considérés comme indépendant si le rapport :

$r = T_i / T_j$ avec $T_i \leq T_j$ vérifie :

$$r \leq 10 / (10 + \sqrt{\varepsilon_i \varepsilon_j}); \text{ avec } \varepsilon_i = \varepsilon_j = 7\% \implies r \leq 0,588$$

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2} \quad \text{----- (1)}$$

Avec : **E** : effet de l'action sismique considéré.

E_i : valeur modale de E selon la mode « **i** ».

K : nombre de modes retenues.

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes, E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par :

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \text{----- (2)}$$

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.7 : Combinaisons des réponses modales

Mode	Période T(s)	r = Ti/Tj	Observation
1	0,621081	0,813080	C.N.V
2	0,504989	0,686662	C.N.V
3	0,346757	0,410229	C.V
4	0,14225	0,889623	C.N.V
5	0,126549	0,676908	C.N.V
6	0,085662	0,676908	C.N.V
7	0,065709	0,767073	C.N.V
8	0,057351	0,872803	C.N.V
9	0,043098	0,751477	C.N.V

☞ **Remarque :**

Les modes ne sont pas indépendants 2 à 2 donc on applique la formule (2)

$$E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2} \quad \Longrightarrow \quad \begin{cases} E_x = 3512,03 \text{ KN} \\ E_y = 4015,63 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Vérification des exigences de RPA99/2003 :**

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul :**

L'une des premières vérifications préconisées par le **RPA99V2003** est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_{dy} < 0,8 V_s$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $r = 0,8V/V_t$

▪ **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.2.3})$$

$$V_x = \frac{0,15 \cdot 2,205 \cdot 1,2}{3,5} \times 37834,91 = \mathbf{4290,48 \text{ KN}}$$

$$V_x = \frac{0,15 \cdot 2,205 \cdot 1,2}{3,5} \times 37834,91 = \mathbf{4290,48 \text{ KN}}$$

Tableau IV.8: Vérification de la force sismique (statique et dynamique).

	$V_{\text{statique}} \text{ (KN)}$	$0,8 V_{\text{statique}}$	$V_{\text{dynamique}} \text{ (KN)}$	$0,8 V_s < V_{\text{dyn}}$
Sens X-X	4290,48	3432,38	3512,03	C.V
Sens Y-Y	4290,48	3432,38	4015,63	C.V

➤ **Justification du système de contreventement :**

Selon les définitions données par le **RPA99/V2003**, pour le choix de système de contreventement, choix du coefficient R, on doit calculer le pourcentage des charges verticales et charges horizontales reprises par les portiques et les voiles, comme illustré dans les tableaux ci-dessous :

▪ **Sous charges horizontales :**

Tableau IV.9: Reprise des charges horizontales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile		Portique		(%) Voile		(%) Portique	
	F1	F2	F1	F2	F1	F2	F1	F2
Niveau 1	3212,78	3647,69	891,51	659,49	78,28	84,68	21,72	15,31

▪ **Sous charges verticales :**

Tableau IV.10 : Reprise des charges verticales par les voiles et les portiques.

Niveau	Voile	Portique	(%) Voile	(%) Portique
	F3	F3	F3	F3
Niveau 1	21383,76	45424,78	82,47	17,52

Avec :

F3 : la charge verticale reprise par l'élément.

F1 : la charge horizontale suivant X

F2 : la charge horizontale suivant Y

☞ **Conclusion :**

D'après les résultats on remarque que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles ce qui nous conduit à avoir un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé selon le RPA99/version 2003. Donc un coefficient de comportement de **R = 3,5**.

➤ **Spectre de réponse :**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le logiciel **Spectre 99 V 2003**

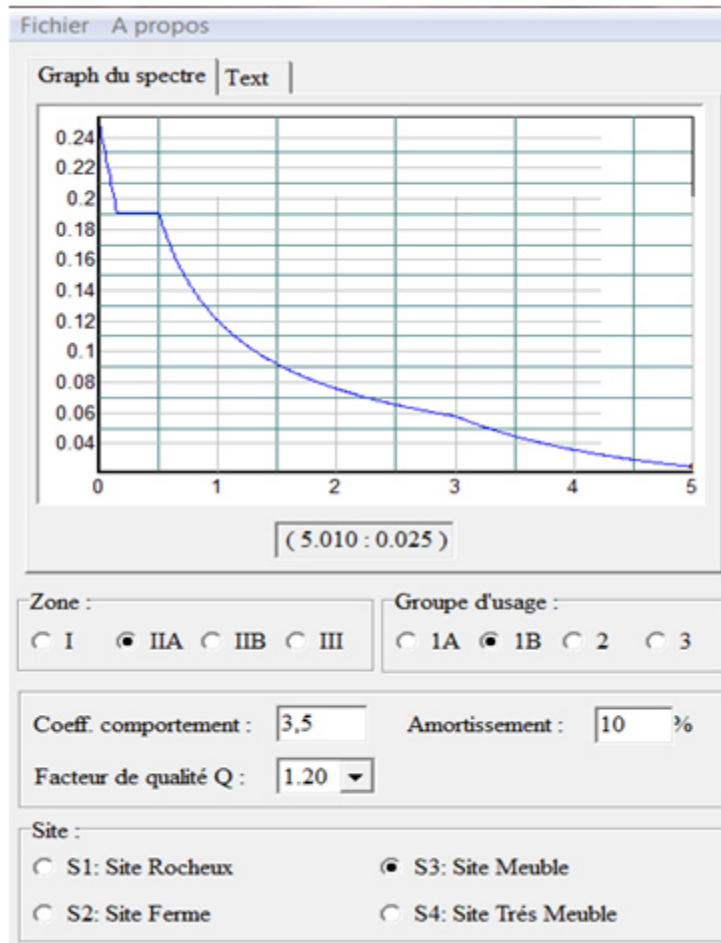


Figure IV.6 : Spectre de réponse.

IV.5. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : **(RPA99V2003 Art4.2.5)**

$$V = F_t + \sum F_i$$

La force concentrée F_t au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration. Elle doit être déterminée par la formule : $F_t = 0,07 TV$ où T est la période fondamentale de la structure (en secondes). La valeur de F_t ne dépassera en aucun cas $0,25 V$ et sera prise égale à 0 quand T est plus petit ou égale à $0,7$ secondes.

Où : F_t est la force concentrée au sommet de la structure permet de tenir compte de l'influence des modes supérieurs de vibration.

$$F_t = \begin{cases} 0,07TV & \text{si } T > 0,7 \text{ sec} \\ 0 & \text{si } T \leq 0,7 \text{ sec} \end{cases}$$

T : est la période fondamentale de la structure.

La partie restante de **V** soit (**V - F_t**) doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

Avec :

F_i : effort horizontal revenant au niveau **i**

h_i : niveau de plancher où s'exerce la force **F_i**

h_j : niveau de plancher quelconque

W_i, W_j : Poids revenant au planchers **i,j** 4290,48

Dans notre cas $T = 0,7371s > 0,7s$ donc : $F_t = 0,07VT$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans le tableau suivant :

❖ **Sens X-X :**

Tableau IV.11: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (sens X-X).

V_x = 3512,03 KN								
Story	W(KN)	h_i (m)	w_i . h_i	V_i	(V_x -F_t)	∑w_i. h_i	(V_x -F_t).w_i.h_i	F_i (KN)
Niveau 1	5751,24	4,08	23465,06	3512,03	3290,66	545161,74	77215534,34	141,6378456
Niveau 2	4681,22	7,14	33423,91	3512,03	3290,66	545161,74	109986723,7	201,7506285
Niveau 3	4670,72	10,2	47641,34	3512,03	3290,66	545161,74	156771451,9	287,5686982
Niveau 4	4601,93	13,26	61021,59	3512,03	3290,66	545161,74	200801305,3	368,3334515
Niveau 5	4546,33	16,32	74196,10	3512,03	3290,66	545161,74	244154138,4	447,8563342
Niveau 6	4487,96	19,38	86976,66	3512,03	3290,66	545161,74	286210616	525,0012886
Niveau 7	4411,33	22,44	98990,24	3512,03	3290,66	545161,74	325743223,2	597,5166621
Niveau 8	4684,19	25,5	119446,84	3512,03	3290,66	545161,74	393058938,5	720,9950913
Somme	37834,92		545161,74	/	/	/	/	3290,66
V = F_t + ∑F_i = 3290,66 KN								

❖ Sens Y-Y :

Tableau IV.12: La distribution de la résultante des forces sismique selon la hauteur (sens Y-Y).

Vy = 4015,63 KN								
Story	W(KN)	hi (m)	wi . hi	Vi	(Vy -Ft)	∑wi.hi	(Vx -Ft).wi .hi	Fi (KN)
Niveau 1	5751,24	4,08	23465,06	4015,63	3794,26	545161,74	89032538,56	163,3139893
Niveau 2	4681,22	7,14	33423,91	4015,63	3794,26	545161,74	126819004,8	232,626385
Niveau 3	4670,72	10,2	47641,34	4015,63	3794,26	545161,74	180763630,7	331,577984
Niveau 4	4601,93	13,26	61021,59	4015,63	3794,26	545161,74	231531778,1	424,7029113
Niveau 5	4546,33	16,32	74196,10	4015,63	3794,26	545161,74	281519294,4	516,3959129
Niveau 6	4487,96	19,38	86976,66	4015,63	3794,26	545161,74	330012062	605,34707
Niveau 7	4411,33	22,44	98990,24	4015,63	3794,26	545161,74	375594708	688,9601387
Niveau 8	4684,19	25,5	119446,84	4015,63	3794,26	545161,74	453212367,1	831,335609
Somme	37834,92		545161,74	/	/	/	/	3794,26
V = Ft + ∑Fi = 3794,26 KN								

IV.6. Vérification des déplacements latéraux inter-étage :

D'après l'article (Art 5.10) du RPA99, les déformations relatives latérales d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

❖ Principe de calcul : (Art 4.43)

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \delta_{eK}$$

Avec:

R: Coefficient de comportement.

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques.

Le déplacement relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) est égal à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Le déplacement admissible est : $\Delta_{k adm} = 1\% h_0$

Avec :

h₀: est la hauteur d'étage

Les résultats sont représentés dans les deux tableaux suivants :

➤ **Sens longitudinal (X-X):**

Tableau IV.13 : Le déplacement inter-étage dans le sens X-X.

Niveau	δ_e^k (m)	R	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_K (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau 8	0,0064	3,5	0,0224	0,0077	0,0147	0,0306	C.V
Niveau 7	0,0022	3,5	0,0077	0,0028	0,0049	0,0306	C.V
Niveau 6	0,0008	3,5	0,0028	0,00945	-0,0066	0,0306	C.V
Niveau 5	0,0027	3,5	0,00945	0,0112	-0,00175	0,0306	C.V
Niveau 4	0,0032	3,5	0,0112	0,0091	0,0021	0,0306	C.V
Niveau 3	0,0026	3,5	0,0091	0,00245	0,0066	0,0306	C.V
Niveau 2	0,0007	3,5	0,00245	0	0,00245	0,0306	C.V
Niveau 1	0	3,5	0	0	0	0,0408	C.V

➤ **Sens transversal (Y-Y):**

Tableau IV.14: Le déplacement inter-étage dans le sens Y-Y

Niveau	δ_e^k (m)	R	δ_K (m)	δ_{K-1} (m)	Δ_K (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
Niveau 8	0,0062	3,5	0,0217	0,01785	0,00385	0,0306	C.V
Niveau 7	0,0051	3,5	0,01785	0,014	0,00385	0,0306	C.V
Niveau 6	0,004	3,5	0,014	0,01015	0,00385	0,0306	C.V
Niveau 5	0,0029	3,5	0,01015	0,00665	0,0035	0,0306	C.V
Niveau 4	0,0019	3,5	0,00665	0,00385	0,0028	0,0306	C.V
Niveau 3	0,0011	3,5	0,00385	0,0021	0,00175	0,0306	C.V
Niveau 2	0,0006	3,5	0,0021	0,00105	0,00105	0,0306	C.V
Niveau 1	0,0003	3,5	0,00105	0	0,00105	0,0408	C.V

☞ **Commentaire :**

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismiques sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le **RPA**, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée (**Art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée**).

IV.7. Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA 99 (art 5.9)

Les effets du 2^{ème} ordre ou (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta_K = \frac{P_k \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.1$$

Avec :

P_K : le poids total de la structure et de charges d'exploitation associés au dessus du niveau (K)

Tel que :

$$P_k = \sum_{i=k}^N (W_{gi} + \beta W_{di})$$

V_K : l'effort tranchant d'étage au niveau K

Δ_K : déplacement relatif du niveau (K) par rapport au niveau (K+1).

h_K : hauteur d'étage K.

- ✓ Si $\theta_K < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- ✓ Si $0,1 < \theta_K < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique calculés par un facteur égale à :
 $1/(1 - \theta_K)$
- ✓ Si $\theta_K > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

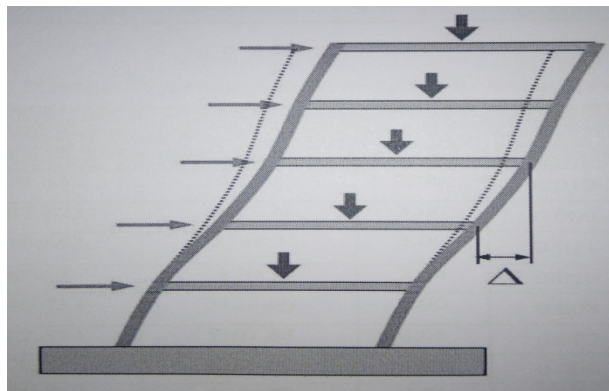


Figure V.7 : Présentation de l'effet P - Δ sur la structure.

➤ Sens longitudinal (X-X):

Tableau IV.15: Vérification de l'effet P - Δ sens X-X.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{kx} (m)	h_k (m)	V_{kx}	θ_{kx}	< 0.1
Niveau 8	5751,24	0,0147	3,06	3290,66	0,008396037	C.V
Niveau 7	4681,22	0,0049	3,06	3290,66	0,002277984	C.V
Niveau 6	4670,72	0,0066	3,06	3290,66	0,003061422	C.V
Niveau 5	4601,93	0,00175	3,06	3290,66	0,000799785	C.V
Niveau 4	4546,33	0,0021	3,06	3290,66	0,000948147	C.V
Niveau 3	4487,96	0,0066	3,06	3290,66	0,002941632	C.V
Niveau 2	4411,33	0.00245	3,06	3290,66	0,001073324	C.V
Niveau 1	4684,19	0	4,08	3290,66	0	C.V

➤ Sens transversal (Y-Y):

Tableau IV.16 : Vérification de l'effet P - Δ sens Y-Y.

Niveau	P_k (KN)	Δ_{ky} (m)	h_k (m)	V_{ky}	θ_{ky}	< 0.1
Niveau 8	5751,24	0,00385	3,06	3794,26	0,001907101	C.V
Niveau 7	4681,22	0,00385	3,06	3794,26	0,001552284	C.V
Niveau 6	4670,72	0,00385	3,06	3794,26	0,001548802	C.V
Niveau 5	4601,93	0,0035	3,06	3794,26	0,001387265	C.V
Niveau 4	4546,33	0,0028	3,06	3794,26	0,001096403	C.V
Niveau 3	4487,96	0,00175	3,06	3794,26	0,000676454	C.V
Niveau 2	4411,33	0,00105	3,06	3794,26	0,000398942	C.V
Niveau 1	4684,19	0,00105	4,08	3794,26	0,000317713	C.V

☞ **Conclusion :**

On constate que θ_{kx} et θ_{ky} sont inférieure à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

IV.8. Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble:

❖ vérification au renversement : (RPA99/VERS03 Art.5.5)

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact du sol fondation.

Le moment de stabilisation sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

Avec :

M_s : moment stabilisant.

M_r : moment de renversement.

Cette condition d'équilibre se réfère à la stabilité d'ensemble du bâtiment ou de l'ouvrage, soumis à des effets de renversement et/ou de glissement.

$$\begin{cases} M_{\text{Renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i \\ M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b \end{cases}$$

b : la distance au centre de gravité selon la direction xx et yy(X_g, Y_g)

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

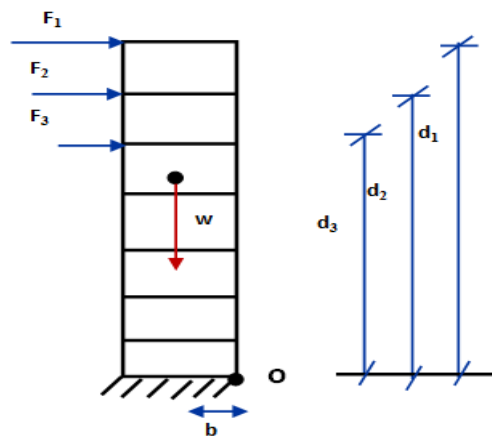


Figure IV.8 : Moment de renversement.

➤ Sens X-X :

Tableau IV.17: Calcul de moment de renversement dans le sens X-X.

Niveau	D_i (m)	F_i (KN)	$F_{xi} \cdot d_i$ (KN.m)
Niveau 1	4,08	141,6378456	577,88241
Niveau 2	7,14	201,7506285	1440,499487
Niveau 3	10,2	287,5686982	2933,200722
Niveau 4	13,26	368,3334515	4884,101567
Niveau 5	16,32	447,8563342	7309,015374
Niveau 6	19,38	525,0012886	10174,52497
Niveau 7	22,44	597,5166621	13408,2739
Niveau 8	25,5	720,9950913	18385,37483
			$\Sigma = 59112,87326$

➤ Sens Y-Y :

Tableau IV.18: Calcul de moment de renversement dans le sens Y-Y.

Niveau	D_i (m)	F_i (KN)	$F_{vi} \cdot d_i$ (KN.m)
Niveau 1	4,08	163,3139893	666,3210763
Niveau 2	7,14	232,626385	1660,952389
Niveau 3	10,2	331,577984	3382,095437
Niveau 4	13,26	424,7029113	5631,560604
Niveau 5	16,32	516,3959129	8427,581299
Niveau 6	19,38	605,34707	11731,62622
Niveau 7	22,44	688,9601387	15460,26551
Niveau 8	25,5	831,335609	21199,05803
			$\Sigma = 68159,46056$

❖ Calcul de centre de gravité de la structure :

Tableau IV.19 : Centre de gravité et de torsion

Niveau	Xi(m)	Yi(m)	Mi(KN)	Mi.Xi	Mi.Yi	XG(m)	YG(m)
Niveau1	13,02	10,33	586,2633	7633,148166	6056,099889	12,933	10,507
Niveau2	12,929	10,412	477,1885	6169,570117	4968,486662		
Niveau3	12,921	10,559	476,1183	6151,924554	5027,33313		
Niveau4	12,923	10,562	469,1061	6062,25813	4954,698628		
Niveau5	12,925	10,564	463,4381	5989,937443	4895,760088		
Niveau6	12,93	10,568	457,4888	5915,330184	4834,741638		
Niveau7	12,933	10,611	449,6773	5815,676521	4771,52583		
Niveau8	12,86	10,5	477,4914	6140,539404	5013,6597		
Σ			3856,7718	49878,38452	40522,30557		

$$\begin{cases} b_x = L_x - X_G = 26,00 - 12,933 = \mathbf{13,067m.} \\ b_y = L_y - Y_G = 21,2 - 10,507 = \mathbf{10,693m.} \end{cases}$$

b : les point les plus éloigner par apport au centre de gravité pour les deux direction.

Tableau IV.20: Vérification de renversement.

	W (KN)	b (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	M _s /M _r
Sens longitudinal	37834 ,91	13,067	494388,769	59112,87326	8,36
Sens transversal	37834 ,91	10,693	404568,6926	68159,46056	5,93

☞ Conclusion :

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$)

IV.9. Vérification de l'effort normale réduit : (RPA99/V2003.Art7.4.3.1)

Outre les vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B_c : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau IV.21: Vérification de l'effort normale.

Niveau	Poteau	Section	Nu (KN)	v	Observation
Niveau 1	C41	45 x 45	1553,5	0,31	$\leq 0,3$ C.N.V
Niveau 2	C41	45 x 45	1341,58	0,27	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 3	C41	40 x 40	1141,81	0,29	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 4	C41	40 x 40	949,61	0,24	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 5	C41	35 x 35	759,73	0,25	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 6	C41	35 x 35	575,51	0,19	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 7	C41	30 x 30	391,75	0,17	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 8	C41	30 x 30	212,80	0,09	$\leq 0,3$ C.V

☞ **Commentaire:**

La vérification de l'effort normal n'est pas vérifiée pour les poteaux ; donc on augmente la section de béton.

Tableau IV.22 : Vérification de l'effort normale après l'augmentation de la section.

Niveau	Poteau	Section	Nu (KN)	v	Observation
Niveau 1	C41	50 x 50	1591,04	0,25	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 2	C41	50 x 50	1372,98	0,22	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 3	C41	45 x 45	1167,97	0,23	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 4	C41	45 x 45	970,72	0,19	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 5	C41	40 x 40	775,66	0,19	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 6	C41	40 x 40	586,77	0,15	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 7	C41	35 x 35	398,36	0,13	$\leq 0,3$ C.V
Niveau 8	C41	35 x 35	215,49	0,07	$\leq 0,3$ C.V

V. Introduction :

Une construction en béton armé (BA) demeure résistante avant et après séisme grâce à ses éléments porteurs. Cependant ces derniers doivent être étudiés conformément à la réglementation pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations dont l'objectif visé est d'assurer la stabilité de notre structure vis-à-vis l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Notre ouvrage possède trois types d'éléments principaux :

- Les poteaux qui sont soumis à la flexion composée dans les deux sens.
- Les voiles qui sont soumis à la flexion composée dans un seul sens.
- Les poutres qui sont soumises à la flexion simple dans un seul sens.

Après avoir calculer au niveau du 4^{ème} chapitre les différentes sollicitations par le logiciel d'analyse des structures nommé « **ETABS** », qui nous a permet la détermination des efforts internes dans chaque élément structural pour les différentes combinaisons de calcul , nous entamons maintenant la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité de ces éléments structuraux dans les situations durables et accidentelles sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, qui sera mené selon les règles de calcul des structures en béton armé (CBA93, BAEL91/V99, RPA99/V2003).

V.1. Les combinaisons d'actions :

Ce sont des ensembles de lois constituées par les différentes actions (G, Q et E), ces combinaison varient selon la situation (durable ou accidentelle), Elles représentent une étape indispensable pour la détermination des sollicitations revenant aux éléments résistants.

V.1.1. Les actions :

Les actions sont les forces et couples dus aux charges appliquées directement à la structure ou dues aux déformations imposées (variations de température, retrait, fluage...etc.).

- Action permanente G : due au poids propre de la structure.
- Action variable Q : due au chargement d'exploitation de la structure.
- Action accidentelle E : provenant de phénomènes rares, tels que les séismes ou les chocs.

V.1.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (normaux ou tranchants) et les moments (de flexion ou de torsion) calculés à partir des combinaisons d'actions par des méthodes forfaitaires ou celles de la résistance des matériaux.

V.1.3. Les combinaisons des charges:➤ **Les combinaisons du BAEL91 (situation durable) :**

Le BAEL91 exige deux types de combinaisons d'actions selon les deux états limites :

$$\begin{cases} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

➤ **Les combinaisons du RPA99 (situation accidentelle):**

Pour la détermination des sollicitations nécessaires au calcul des éléments résistants, le règlement parasismique Algérien prend en compte la force sismique comme une action accidentelle (E) dans ses combinaisons d'actions qui sont :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E. \end{cases}$$

Les armatures seront calculées à l'état limite ultime (E.L.U) dans les situations durable et accidentelle, sous l'effet des sollicitations les plus défavorables selon les deux sens.

V.1.4. Caractéristiques des matériaux :**Tableau V.1 :** Les caractéristiques des matériaux.

Matériaux	Caractéristiques	Situation durable	Situation accidentelle
Béton	f_{c28} (MPa)	25	25
	γ_b	1,5	1,15
	σ_b (MPa)	1,2	18,48
Acier	f_e (MPa)	400	400
	γ_s	1,15	1
	σ_s (MPa)	348	400

V.2.Ferraillage des poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux assurant la transmission des efforts à partir des poutres aux fondations ; et ainsi ils jouent un rôle très important dans le contreventement de la structure. Un poteau est soumis à un effort normal « N » excentré par rapport aux axes et à un moment de flexion « M » dans les deux sens longitudinal et transversal dû à l'action horizontale. Donc les poteaux sont soumis à la flexion composée.

Une section soumise à la flexion composée peut être calculée comme :

- Une section en compression centrée CC.
- Une section entièrement tendue ET.
- Une section entièrement comprimée EC.
- Une section partiellement comprimée PC

La section d'acier sera calculée pour trois combinaisons, et on choisit la plus défavorable (la valeur maximale) :

- ✓ 1^{er} cas: N_{\max} et M correspondant.
- ✓ 2^{ème} cas: N_{\min} et M correspondant.
- ✓ 3^{ème} cas: M_{\max} et N correspondant.

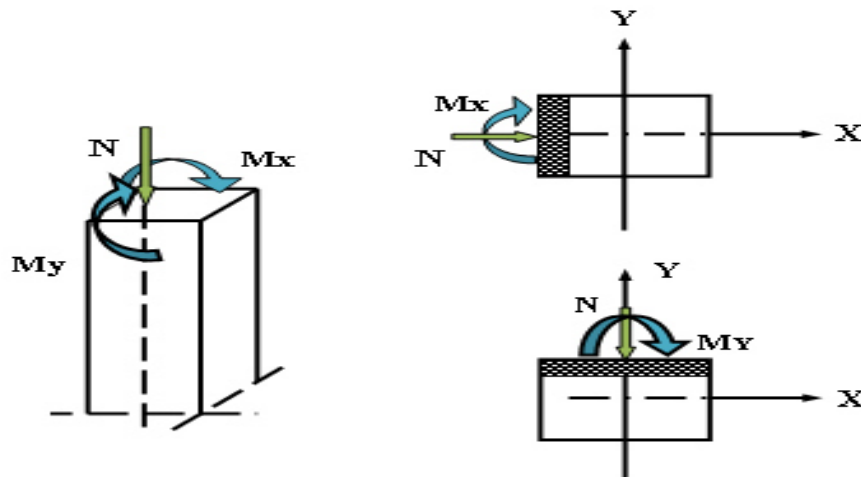


Figure V.1 : Les sollicitations revenantes aux poteaux.

V.2.1. Etapes de calcul selon BAEL91 :

Le calcul se fera en flexion composée sous un effort normal N et un moment fléchissant M comme suit selon la combinaison la plus défavorable:

$$M_u = e \times N_u \quad \text{Avec : } e = e_1 + e_2 + e_a$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\text{max}}} \quad ; \quad e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{L}{250} \right) \quad ; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1,5 \times M_{\text{ser}}} \right) ; \quad L_f = 0,7 l_0 \quad ; \quad \phi = 2 \text{ (généralement)}$$

e_1 : excentricité du premier ordre à l'ELU

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

ϕ : Rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : la hauteur de la section droite dans le plan de flexion.

V.2.2. Ferrailage longitudinal :➤ **Recommandations du RPA99/V2003 :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Le pourcentage minimal est de 0,8%.....zone IIa
- Le pourcentage maximal :
 - 3%.....zone courante.
 - 6%.....zone recouvrement.
- Le diamètre minimum est de $\varnothing = 12 \text{ mm}$
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieure des zones nodales (zones critiques) $h' = \text{Max} (h_e / 6, b_1, h_1, 60\text{cm})$.

➤ **Recommandations du «BAEL91/V99» :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max\left(4\text{cm}^2/\text{ml}, \frac{2B}{1000}\right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{cases}$$

B : section du béton = b × h. (b = h « poteaux carrés » , d = 0,9h)

$$A \geq \frac{0,23 \times f_{t28}}{f_e} b_0 \cdot d$$

➤ **Ferrailage minimum d'après le CBA93 :**

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

☞ **Remarque :**

Notre ferrailage des poteaux est représenté en zones suivantes :

- Zone 01 : E/sol et RDC avec des poteaux de dimensions **(50 x 50)**.
- Zone 02 : 1er et 2ème étage avec des poteaux de dimensions **(45 x 45)**.
- Zone 03 : 3ème et 4ème étage avec des poteaux de dimensions **(40 x 40)**.
- Zone 04 : 5ème et 6ème étage avec des poteaux de dimensions **(35 x 35)**.

Tableau V.2: Sections de ferrailage maximales et minimales selon les réglementations.

Niveau	Section	BAEL 91		CBA93	RPA99/V2003		
		A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	A_{CNF} (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²) Zone courante	A_{\max} (cm ²) Zone de recouvr
Zone 01	50 x 50	5	125	2,72	20	75	150
Zone 02	45 x 45	4,05	101,25	2,20	16,2	60,75	121,5
Zone 03	40 x 40	4	80	1,73	12,8	48	96
Zone 04	35 x 35	4	61,25	1,33	9,8	36,75	73,5

Les sollicitations obtenues à partir de logiciel ETABS pour le cas le plus défavorable sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau V.3: Les sollicitations dans les poteaux obtenues par ETABS

Niveau	Combinaison	N_{\max}	N_{\min}	M_{\max}
		$1,35G + 1,5Q$	$0,8G + E_y$	$G + Q - E_x$
Zone 1 (50x50)	N (KN)	1591,04	611,53	1026,26
	M_{corr} (KN.m)	3,157	7,595	46,224
Zone 2 (45x45)	Combinaison	$1,35G + 1,5Q$	$0,8G + E_y$	$G + Q - E_x$
	N (KN)	1167,97	441,18	722,8
	M_{corr} (KN.m)	6,014	7,213	44,859
Zone 3 (40x40)	Combinaison	$1,35G + 1,5Q$	$0,8G + E_y$	$G + Q - E_x$
	N (KN)	755,66	276,3	433,93
	M_{corr} (KN.m)	4,17	5,786	39,931
Zone 4 (35x35)	Combinaison	$1,35G + 1,5Q$	$0,8G + E_y$	$G + Q - E_x$
	N (KN)	398,36	106,64	158,59
	M_{corr} (KN.m)	2,163	5,964	30,879

➤ **Exemple ferrailage :**

- ✓ Les efforts ci-dessus sont donnés par le logiciel **ETABS 9.7** et à partir de la combinaison la plus défavorable :
- ✓ Le poteau le plus sollicité c'est le **C41 (Zone 1)**
- ✓ La combinaison de calcul est : **$1,35G + 1,5Q$** :

$$N_{\max} = 1591,04 \text{ KN.} \implies M_{\text{corr}} = 3,157 \text{ KN.m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} C = C' = 3 \text{ cm.} \\ S = (50 \times 50) \text{ cm}^2. \\ L = 4,08 \text{ m.} \\ d = 0,9h = 0,45 \text{ m} \end{array} \right.$$

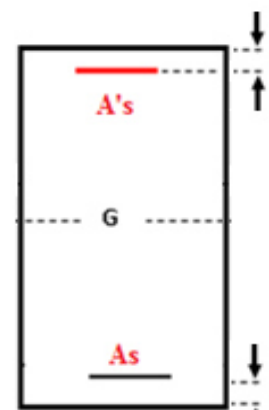


Figure V.2: Section du poteau

$$\left\{ \begin{array}{l} e = e_1 + e_2 \\ e_1 = e_0 + e_a \end{array} \right. \implies e_0 = M_{\text{corr}} / N_{\max} = 0,002 \text{ m}$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm} ; L / 250) = \max(2 \text{ cm} ; 1,632 \text{ cm}) \implies e_a = 2 \text{ cm} = 0,02 \text{ m.}$$

$$e_1 = 0,002 + 0,02 = 0,022 \text{ m}$$

$$\text{Si } \frac{l_f}{h} \leq \text{Max}\left(15, \frac{20 \times e_1}{h}\right) \implies \text{pas de risque de flambement.}$$

$$L_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 4,08 = 2,86 \text{ m.}$$

$$L_f / h = 6,36 < \max(15 ; 2,20) = 15 \implies \text{C.V.}$$

Donc : Le calcul se fera en **flexion composé**.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi)$$

Avec : $\phi = 2$: rapport de la déformation due au fluage à la déformation instantané

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 19,81$$

$$\lambda < 50 \implies \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,8$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \phi) = 0,018 \text{ m.}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0,022 + 0,018 = 0,04 \text{ m} \implies e = 4 \text{ cm}$$

➤ **Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont:**

$$M_{u \text{ corr}} = N_u \times e = 1591,04 \times 0,04 = 63,64 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{\max} = 1591,04 \text{ KN.} \\ M_{u \text{ corr}} = 63,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A = (0,337 h - 0,81C') \times b \times h \times f_{bu}$$

$$A = [(0,337 \times 0,50) - (0,81 \times 0,03)] \times 0,50 \times 0,50 \times 14,2 \times 10^3$$

$$A = 551,91 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - C') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = (N_u \times \alpha) + M_{u \text{ corr}} \quad \text{avec : } \alpha = d - (h/2) = 0,45 - (0,50/2) = 0,2 \text{ m}$$

$$M_{ua} = (1591,04 \times 0,2) + 63,64 = 381,85 \text{ KN.m}$$

$$B = 1591,04 \times (0,45 - 0,03) - 381,85 = 286,39 \text{ KN.m}$$

$A > B \implies$ **section entièrement comprimée**

Donc : l'effort normal est un effort de compression, le centre de pression se situe à l'intérieur du noyau

Central de la section droite ($e = 4 \text{ cm} < h/6 = 8,33 \text{ cm}$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{bd^2 \times f_{bu}} = \frac{381,85 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,45^2 \times 14,2} = 0,265$$

$$\mu_{bu} < \mu_{lu} = 0,392$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d} \right) = 0,49$$

$$\mu_{bu} < \mu_{bc} = 0,49 \dots \dots \dots \text{Méthode simplifiée}$$

$$Z = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,45 \times (1 - 0,6 \times 0,265) = 0,378 \text{ m.}$$

➤ **Armatures en flexion composée :**

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s}$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times Z} = \frac{381,85 \times 10^{-3}}{348 \times 0,378} = 29,03 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{\sigma_s} = 29,03 - \frac{1591,04 \times 10}{348} = -16,68 \text{ cm}^2 < 0$$

Cette dernière quantité étant négative, on prend comme section A_s la section minimale $A_{\min} \text{ (RPA)}$

➤ **Calcul de la section minimale d'acier :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{CNF} \geq \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{CNF} = \frac{0,23 \times 50 \times 45 \times 2,1}{400} = 2,72 \text{ cm}^2$$

➤ **Selon le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,8\% \text{ b} \times \text{h} = 0,008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots(\text{en zone IIa})$$

$$A_{\text{adopté}} = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{CNF}}, A_{\min(\text{RPA})}) = 20 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4T20 + 4T16 = 20,61 cm²**

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel **SOCOTEC**, qui calcul le ferrailage selon les règles de **BAEL91** (section rectangulaire).

Les résultats du ferrailage longitudinal des poteaux pour les différentes zones sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V.4 : Les sections de ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	N (KN)	M (KN.m)	Section (cm ²)	A _{cal} (cm)	A _{CNF} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	Choix	A _{adopté} (cm ²)
Zone 01 (E/Sol +RDC)	N _{max} = 1591,04	M _{corr} = 3,157	50 x 50	0	2,72	20	4T20 + 4T16	20,61
	N _{min} = 611,53	M _{corr} = 7,595		0				
	N _{corr} = 1026,26	M _{max} = 46,224		0				
Zone 02 (1 ^{ème} + 2 ^{ème}) étage	N _{max} = 1167,97	M _{corr} = 6,014	45 x 45	0	2,20	16,2	4T20 + 4T16	20,61
	N _{min} = 441,18	M _{corr} = 7,213		0				
	N _{corr} = 722,8	M _{max} = 44,859		0				
Zone 03 (3 ^{ème} + 4 ^{ème}) étage	N _{max} = 775,66	M _{corr} = 4,17	40 x 40	0	1,74	12,8	4T16 + 4T14	14,2
	N _{min} = 276,3	M _{corr} = 5,786		0				
	N _{corr} = 433,93	M _{max} = 39,931		0				
Zone 04 (5 ^{ème} + 6 ^{ème})	N _{max} = 398,36	M _{corr} = 2,163	35 x 35	0	1,33	9,8	4T14 + 10,68	10,68
	N _{min} = 106,64	M _{corr} = 5,964		0				

étage	$N_{\text{corr}} = 158,59$	$M_{\text{max}} = 30,879$		0,41			4T12	
--------------	----------------------------	---------------------------	--	------	--	--	-------------	--

➤ **Choix des armateurs des poteaux :**

Tableau V.5: choix des armatures des poteaux

Niveau	Section	A_S (cal) (cm ²)	A_{CNF} (cm ²)	A_{min} (RPA) (cm ²)	A_{max} ZC (cm ²)	A_{max} ZR (cm ²)	choix des armatures	$A_{\text{adopté}}$ (cm ²)
Zone 1	50 x 50	0	2,72	20	75	150	4T20 + 4T16	20,61
Zone 2	45 x 45	0	2,20	16,2	60,75	121,5	4T20 + 4T16	20,61
Zone 3	40 x 40	0	1,74	12,8	48	96	4T16 + 4T14	14,2
Zone 4	35 x 35	0,41	1,33	9,8	36,75	73,5	4T14 + 4T12	10,68

➤ **Longueur de recouvrement : RPA99/V2003 art (7.4.2.1)**

Le règlement parasismique algérien préconise de prendre en zone sismique IIa, une longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 40\phi \dots \dots \dots \text{en zone}$$

Pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{T20} \dots \dots \dots L_r = 80 \text{ cm} \\ \text{T16} \dots \dots \dots L_r = 64 \text{ cm} \\ \text{T14} \dots \dots \dots L_r = 56 \text{ cm} \\ \text{T12} \dots \dots \dots L_r = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

V.2.3.Ferraillage transversal:

❖ **Recommandations du RPA99/version2003 :**

Selon le RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

t : est l'espacement des armatures transversales.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale:

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g \text{ (L'élanement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

➤ **Espacement des armatures transversales :(Art7.4.2.2.RPA99/V2003)**

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1; 15 \text{ cm})$en zone IIa
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_1$ en zone IIa

ϕ Est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte un espacement de :

$$\begin{cases} \mathbf{8 \text{ cm}} & \text{en zone nodale} \\ \mathbf{12 \text{ cm}} & \text{en zone courante.} \end{cases}$$

La quantité minimale des armatures transversales est obtenue par $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ avec :

$$\begin{cases} 0,3 \% & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8 \% & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : & \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 ϕ_t .

❖ **Vérification du poteau à l'effort tranchant :(BAEL91 art 7.4.3.1)**

- l'effort tranchant maximal est donné par la combinaison ELU

$$V_{u \max} = 138,29 \text{ KN}$$

➤ **Vérification des contraintes tangentielles (Art7.4.3.2.RPA99/2003) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g \text{ (L'élanement géométrique du poteau)} = \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{138,29 \times 10^{-3}}{0,50 \times 0,45} = 0.61 \text{ MPa.} \\ \underline{\underline{\tau_u = 0,61 \text{ MPa} < \overline{\tau_{bu}} = 1,875 \text{ MPa}}}} \end{array} \right. \quad \text{C.V}$$

Etude d'un bâtiment R + 6 + E/Sol

$$\overline{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

Les résultats des vérifications effectuées pour les différents étages sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.6: Vérification des contraintes de cisaillement.

Poteaux	L _f (m)	λ _g	ρ _d	V _u (KN)	τ _u (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
50 x 50	2,86	5,72	0,075	138,29	0,61	1,875	C.V
45 x 45	2,14	4,76	0,04	102,03	0,56	1	C.V
40 x 40	2,14	5,35	0,075	76,07	0,53	1,875	C.V
35 x 35	2,14	6,11	0,075	47,8	0,43	1,875	C.V

➤ **Vérification du ferrailage transversal :**

➤ **Zone courante :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,86}{0,50} = 5,72 > 5 \implies \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{0,12 \times 2,5 \times 138,29 \times 10^{-3}}{0,50 \times 400} = 2,07 \text{ cm}^2$$

Soit : A_t = 3,02 cm² \implies **6 HA 8**

La quantité minimale des armatures transversales exigée par **RPA99/V2003** est :

$$\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \implies \frac{3,02}{12 \times 50} = 0,503\% > 0,30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les résultats du ferrailage transversal au niveau de la zone courante sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Armatures transversales (Zone courante).

Poteaux	V (KN)	S _t (cm)	A _t (cm ²)	λ _g	ρ _a	Choi x	A _{ado} (cm ²)	$\frac{A_t}{t \times b}$ (%)	Min (%)	Vérifications
50 x 50	138,29	12	2,07	5,72	2,5	6HA8	3,02	0,503	0,3	C.V

45 x 45	102,03	12	2,55	4,76	3,75	6HA8	3,02	0,559	0,3	C.V
40 x 40	76,07	12	1,43	5,35	2,5	4HA8	2,01	0,419	0,3	C.V
35 x 35	47,8	12	1,02	6,11	2,5	4HA8	2,01	0,479	0,3	C.V

▪ **Zone nodale :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,86}{0,50} = 5,72 > 5 \quad \Longrightarrow \quad \rho_a = 2,5$$

$$A_t = \frac{0,08 \times 2,5 \times 138,29 \times 10^{-3}}{0,50 \times 400} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_t = 3,02 \text{ cm}^2 \Longrightarrow$ **6 HA 8**

La quantité minimale des armatures transversales exigée par **RPA99/V2003** est :

$$\frac{A_t}{t \times b} > 0,3\% \Longrightarrow \frac{3,02}{8 \times 50} = 0,755\% > 0,30\% \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les résultats du ferrailage transversal au niveau de la zone nodale sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8: Armatures transversales (Zone nodale).

Poteaux	V_u (KN)	S_t (cm)	A_t (cm²)	λ_g	ρ_a	Choix	A_{ado} (cm²)	$\frac{A_t}{t \times b}$ (%)	Min (%)	Vérifications
50 x 50	138,29	8	1,38	5,72	2,5	6HA8	3,02	0,755	0,3	C.V
45 x 45	102,03	8	1,70	4,76	3,75	6HA8	3,02	0,839	0,3	C.V
40 x 40	76,07	8	0,95	5,35	2,5	4HA8	2,01	0,628	0,3	C.V
35 x 35	47,8	8	0,68	6,11	2,5	4HA8	2,01	0,718	0,3	C.V

❖ **Vérification des contraintes :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poteaux, nous devons vérifier seulement la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = Ky$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes du béton dans les poteaux.

Zones	M _{ser} (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	K (N/mm ³)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Observation
1	46,224	20,61	18,20	322520,03	0,014	2,55	15	C.V
2	44,859	20,61	17,70	243887,03	0,018	3,19	15	C.V
3	39,931	14,2	14,97	110975,52	0,036	5,39	15	C.V
4	30,879	10,68	13,01	80460,05	0,038	4,94	15	C.V

❖ **Vérification de l'effort normal ultime :**

D'après **CBA93 (Art B.8.4.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité.

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] > N_{max}$$

Avec :

N_u : les efforts normaux ultimes pour les différentes sections des poteaux.

N_{max} : les efforts normaux maximaux obtenus par ETABS pour les différentes sections des poteaux.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ 0,6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Avec : ;

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$B_r = (a - c) \times (b - c')$$

λ : élancement.

i : rayon de giration.

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

B_r : section réduite du béton.

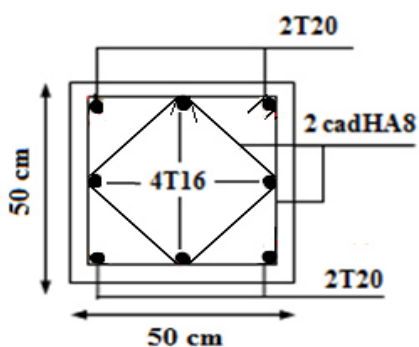
A : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Les résultats sont dans le tableau suivant :

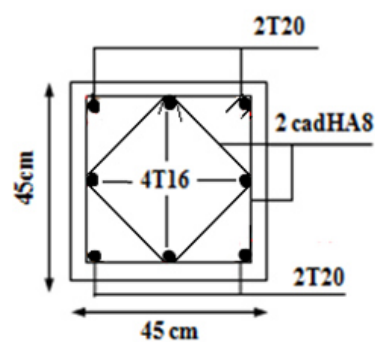
Tableau V.10: Vérification de l'effort normal ultime.

Poteaux	λ	α	B_r (cm ²)	A (cm ²)	N_{max} (kN)	N_u (kN)	Vérification
50 x 50	19,81	0,799	2209	20,61	1591,04	3841,28	C.V
45 x 45	16,47	0,814	1764	20,61	1167,97	3242,59	C.V
40 x 40	18,53	0,805	1369	14,2	775,66	2438,42	C.V
35 x 35	21,18	0,792	1024	10,68	398,36	1796,08	C.V

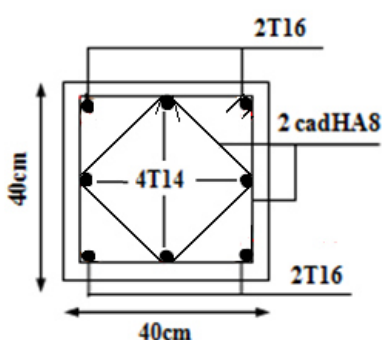
V.2.4.Schéma de ferrailage des poteaux :



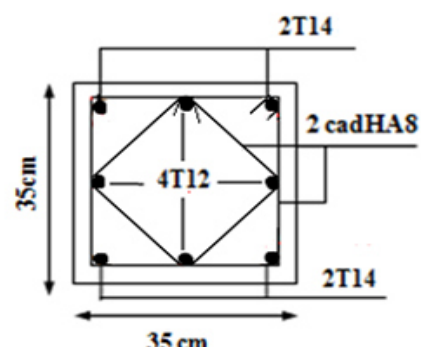
Poteau (50 x 50)



Poteau (45 x 45)



Poteau (40 x 40)



Poteau (35 x 35)

Figure V.3: Schéma de ferrailage des poteaux

V.3.Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui transmettent les efforts des planchers vers les poteaux. Elles sont sollicitées à la flexion simple, et leur ferrailage est calculé à l'ELU puis à l'ELA sous l'effet du moment le plus défavorable suivant les recommandations du **RPA 99/V2003**.

Vu que l'une des dimensions en plan du bâtiment est supérieure à 25m le règlement **CBA93 (Art B.5.1)** exige pour toute structure qui dépasse les distances limite de prendre en comptes dans les calculs les effets du retrait et des variations de température extérieure à moins que des dispositions spéciales ne soient prises pour pallier ces effets. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

V.3.1.Recommandation du RPA99/V03 en zone III :

❖ Armatures longitudinales :(RPA 99V2003/ art 7.5.2 .1)

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute la section.
- le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

{	4% en zone courante.
	6% en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2 U superposés formant un rectangle ou un carré.

❖ Armatures transversales : (RPA99V2003/art 7.5.2.2).

- La quantité d'armatures transversales minimales est données par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b.$$

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

$$S_t = \min (h / 4, 12 \varnothing_1) \dots \dots \dots \text{Dans la zone nodale.}$$

$$S_t \leq h / 2 \dots \dots \dots \text{En dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre \varnothing_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2.Recommandation du BAEL 91 :

❖ Armatures longitudinales :

- Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{t\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- L'espacement S_t doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (0,9 d; 40\text{cm}; 15\varnothing'_{1\min} \neq 0). \text{ L'espacement max (Art A.4.2.5)} \\ S_t = \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \\ S_t \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 \times f_{ij})} \end{array} \right.$$

❖ Armatures transversales :

➤ Volume relatif d'armatures :

$$\rho_{t0} = \frac{\tau_u - \tau_0}{(\cos \alpha + \sin \alpha) 0,9 f_e / \gamma_s}$$

Avec :

$$A_t \text{ Droites } \alpha = 90^\circ \quad \Longrightarrow \quad \sin \alpha + \cos \alpha = 1$$

$$K = \left\{ \begin{array}{l} 0 \dots \dots \text{ si reprise sans indentation.} \\ 0 \dots \dots \text{ si fissuration très nuisible.} \\ 1 \dots \dots \text{ en flexion simple.} \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad \text{Donc } k=1 \text{ (flexion simple).}$$

$$\tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k \quad \Longrightarrow \quad f_{ij}^* = \text{Min} \{ f_{ij}; 3.3 \text{ MPa} \} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\tau_0 = 0,3 \times 2,1 \times 1 = 0,63 \text{ MPa}$$

D'où le volume relatif d'armature vaut : $\rho_t = \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj}}{0.9 \frac{f_e}{\gamma_s}}$

➤ **Section minimal d'armatures d'âme :**

- Volume minimal d'armatures : $\rho_{t \min} = \frac{1}{f_c} \max \left\{ \frac{\tau_u}{2}, 0.4 MPa \right\}$
- Diamètre des armatures d'âme : $\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right\}$
- Espacement maximal : $S_{t \max} = \text{Min} \left\{ 0.9d ; 40 \text{ cm} \right\}$

V.3.3.Exemple de calcul:

Les poutres travaillent en flexion simple sous l'effet des moments fléchissant maximaux en travées et sur appuis qui sont retirés à partir du logiciel « ETABS ».

❖ **Calcul des armatures longitudinales :**

➤ **Poutres porteuses :**

Le ferrailage des poutres se fait à l'ELU donc sous la combinaison : **1,35G + 1,5Q**

La poutre la plus sollicitée c'est la **B 456**

$$\left\{ \begin{array}{l} C = C' = 3 \text{ cm.} \\ S = 30 \times 45 (\text{cm}^2). \\ L = 5,00 \text{ m} \\ d = 0,9h = 0,405 \text{ m} \\ \theta = 1, \quad \gamma_b = 1,5, \quad \gamma_s = 1,15 \end{array} \right.$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

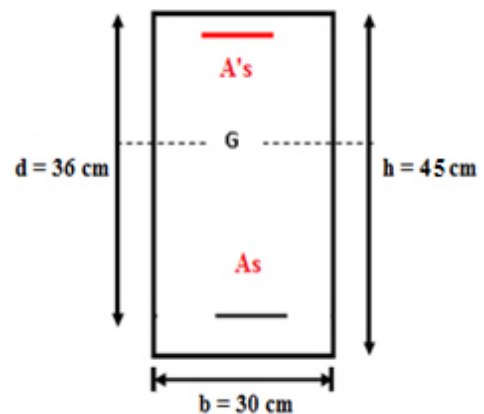


Figure V.4: Section de la poutre porteuse.

▪ **Ferrailage en travée :**

$$M_{u \max} = 40,377 \text{ KN.m}, \quad ; \quad M_{\text{ser} \max} = 29,271 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{40,377 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405^2 \times 14,2} = 0,058$$

$$\mu_{bu} = 0,058 < \mu_1 = 0,391 \implies \text{Pas d'armatures comprimées (A}' = 0).$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,058}] = 0,075$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,075) = 0,39 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{ed}} = \frac{40,377 \times 10^{-3}}{0,39 \times 348} = 2,98 \text{ cm}^2 \implies \boxed{A_s = 2,98 \text{ cm}^2}$$

▪ **Ferrailage aux appuis :**

$$M_{u \max} = -72,63 \text{ KN.m}, \quad M_{\text{ser} \max} = -45,578 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot F_{bu}} = \frac{72,63 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405^2 \times 14,2} = 0,108$$

$$\mu_{bu} = 0,108 < \mu_1 = 0,391 \implies \text{Pas d'armatures comprimées (A}' = 0).$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,108}] = 0,143$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,143) = 0,38 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times f_{ed}} = \frac{72,63 \times 10^{-3}}{0,38 \times 348} = 5,49 \text{ cm}^2 \implies \boxed{A_s = 5,49 \text{ cm}^2}$$

Donc on adopte les sections des armatures suivantes :

En travée : $A_s = 2,98 \text{ cm}^2 \implies 3\text{T}14 + 2\text{T}12$

Sur appui : $A_s = 5,49 \text{ cm}^2 \implies 3\text{T}14 + 2\text{T}12$

▪ **Condition de non fragilité : (BAEL91)**

$$A_{\text{BAEL}; \min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_{ed}} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

▪ **Pourcentage exigé par le RPA99/version2003:**

✓ **Poutres principales : (30 x 40) cm²**

$$A_{s \text{ RPA} \min} = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ RPA} \max} = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{s \text{ RPA} \max} = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement.}$$

✓ **Poutres secondaires : (30 x 35)cm²**

$$A_{s \text{ RPA} \min} = 0,005 \times 30 \times 35 = 5,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ RPA} \max} = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone courante.}$$

$$A_{s \text{ RPA max}} = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement.}$$

Tableau V.11: Sections des armatures des poutres principales et secondaires.

Poutres	Section	Localisation	M_{\max} (KN .m)	A_s (cm^2)	A_s' (cm^2)	A_{\min} (cm^2)	$A_{\text{adopté}}$ (cm^2)	Choix des barres
Poutre principale	30 x 45	Appuis	-72,63	2,98	0	6,75	11,5	6T14 + 2T12
		Travée	40,377	5,49	0			6T14 + 2T12
Poutre secondaire	30 x 35	Appuis	-20,523	1,90	0	5,25	9,24	6T14
		Travée	7,234	0,67	0			6T14

❖ **Calcul des armatures transversales:**

Le ferrailage transversal se fait avec L'effort tranchant qui provoque des contraintes de traction et de compression dans le béton, Ces armatures transversales reprennent les efforts de traction.

➤ **Poutres principales:**

Selon le **BAEL 91.art A.5.1.22**, La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4 \times b \times (S_t/fe).$$

Avec: **b** : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

$$S_t \leq \min (0,9d, 40\text{cm})$$

On prend un espacement de **$S_t = 20\text{cm}$** .

$$\text{Donc: } A_t \geq 0,4 \times b \times (S_t/fe) = 0,4 \times 30 \times (20/400) = 0,6 \text{ cm}^2 \implies A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2.$$

▪ **Diamètre de la section:**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l \min} \right) = \min \left(\frac{45}{35}, \frac{30}{10}, 1,2 \right) = 1,2 \text{ cm} = 12 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ **Selon le RPA99/2003 :**

✓ La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

✓ **L'espace maximal:**

$$S_t \leq \min (h/4, 12\phi_t)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_t) = 11,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone nodale} \\ S_t \leq h/2 = 45/2 = 22,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante} \end{array} \right.$$

On adopte :

- En zone nodale: $S_{t \text{ adopté}} = \min (S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}) \implies S_t = 10 \text{ cm}$
- En zone courante: $S_{t \text{ adopté}} = \min (S_{t \text{ BAEL}} ; S_{t \text{ RPA}}) \implies S_t = 20 \text{ cm}$

Donc on aura:

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres $\implies A_t = 6\phi 8 = 3,02 \text{ cm}^2$

On aura alors des cadres et des étriers de diamètre $\phi = 8 \text{ mm}$.

✓ La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \implies L_r = 56 \text{ m}$$

➤ **Poutres secondaires:**

Selon le **BAEL 91.art A.5.1.22**

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq 0,4 \times b \times (S_t / f_e).$$

Avec: **b** : largeur de la poutre.

S_t : l'espace des cours d'armatures transversales.

$$S_t \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm})$$

On prend un espacement de **S_t = 20 cm**.

Donc: $A_t \geq 0,4 \times b \times (S_t/fe) = 0,4 \times 30 \times (20/400) = 0,6 \text{ cm}^2 \implies A_t > 0,6 \text{ cm}^2$.

✓ **Diamètre de la section:**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{l\min}\right) = \min\left(\frac{35}{35}, \frac{30}{10}, 1,2\right) = 10 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 8\text{mm}$

✓ **Selon le RPA99/2003 :**

- La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

- L'espace maximal:

$$S_t \leq \min (h/4, 12\phi_t)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_t) = 8,75 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone nodale.} \\ S_t \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{En zone courante.} \end{array} \right.$$

On adopte :

En zone nodale: $S_t \text{ adopté} = \min (S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{RPA}}) \implies S_t = 10 \text{ cm}$

En zone courante: $S_t \text{ adopté} = \min (S_{t\text{BAEL}} ; S_{t\text{RPA}}) \implies S_t = 15 \text{ cm}$

Donc on aura:

$$A_t \geq 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **6Ø8 : $A_t = 3,02\text{cm}^2$**

Avec : des cadres et des étriers de diamètre **Ø = 8 mm**

- La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56\text{cm} \implies L_r = 56 \text{ m}$$

V.3.4.Vérifications :

❖ **Condition de non fragilité :** Les sections d'armatures adoptées doivent satisfaire la condition

suiivante: $A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,47 \dots\dots\dots \text{P-P}$$

$$A_t \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,14 \dots\dots\dots \text{P-S}$$

$$\left. \begin{array}{l} \dots\dots\dots \text{P-P} \\ \dots\dots\dots \text{P-S} \end{array} \right\} A_t > A_{\min} \implies \text{C.V}$$

❖ **Vérification du cisaillement du béton :**

La contrainte tangente conventionnelle : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$; $\tau_u < \bar{\tau}$

La contrainte tangente admissible : en fissuration peut préjudiciable avec des armatures droites ($\alpha = 90^\circ$) on aura :

$$\bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 4,348 \text{MPa} \dots\dots \text{ Situation accidentelle.}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2 f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa} \dots\dots \text{ Situation durable.}$$

Tableau V.12 : Vérification de cisaillement du béton dans les poutres.

Les poutres	Section (cm ²)	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	OBS
Poutres principale	30 x 45	93,38	0,77	4,348	C.V
Poutre secondaire	30 x 35	9,58	0,10	4,348	C.V

❖ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres. Donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas des sollicitations les plus défavorables en travée et aux appuis.

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- = 0,6.f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

Contrainte maximal dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = k \times y \implies k = \frac{M_{ser}}{I}$

Avec :

Le moment d'inertie « I » est donné par :

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

Et la position de l'axe neutre « y » est donné par :

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Les résultats de cette vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13: Vérification de la contrainte de compression du le béton dans les poutres.

Les poutres	Zone de vérification	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Poutres Principales	En travée	11,5	0	29,271	3,32	15	C.V
	Sur appuis	11,5	0	-45,578	5,31	15	C.V
Poutres secondaires	En travée	9,24	0	5,325	1,04	15	C.V
	Sur appuis	9,24	0	-3,05	0,52	15	C.V

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

➤ **Vérification de la compression du béton :** $V_u \leq 0.4 \times 0.9d \times b_0 \times \frac{f_{cj}}{\nu}$

✓ **Poutres principales :**

$$V_u = 93,38 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,405 \times 0,30 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 729 \text{ KN}$$

✓ **Poutres secondaires :**

$$V_u = 9,58 \text{ KN} \leq 0,4 \times 0,9 \times 0,315 \times 0,30 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 567 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'adhérence :** $\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum u_i} \leq \tau_{su} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

✓ **Poutres principales :**

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset = (6 \times 3,14 \times 1,4) + (2 \times 3,14 \times 1,2) = 33,91 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 0,82 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa}$$

✓ **Poutres secondaires:**

$$\sum u_1 = n \times \pi \times \varnothing = (6 \times 3,14 \times 1,4) = 26,38 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = 1,41 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_s = 3,15 \text{ MPa}$$

Les résultats de ces vérifications sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.14 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	compression du béton	Obs	Adhérence		Observation
				τ_{se}	$\bar{\tau}_s$	
Poutres Principales	93,38	729	C.V	0,82	3,15	C.V
Poutres Secondaires	9,58	567	C.V	1,41	3,15	C.V

❖ **Etat limite de déformation (vérification de la flèche) :**

On doit vérifier les trois conditions suivantes et si elles sont satisfaites on peut se dispenser du calcul de la flèche :

➤ **Condition N°1:** $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0,063$

❖ **Condition N°2:** $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$

❖ **Condition N°3:** $\frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e}$

Les résultats de cette vérification sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Vérification de la flèche dans les poutres.

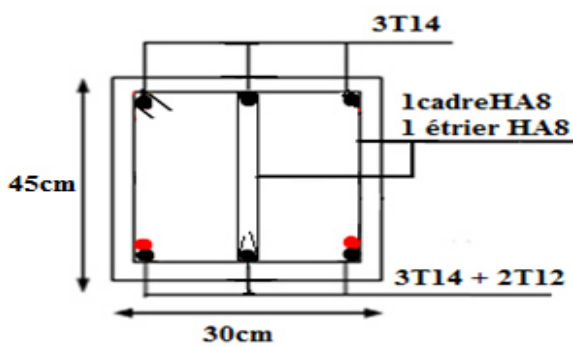
Poutre	Condition N°1	Condition N°2	Condition N°3
P. Principales	0,090 > 0,063	0,090 > 0,073	0,0094 > 0,0105

(30 x 45)	C.V		C.V
P. Secondaires	$0,074 > 0,063$	$0,074 > 0,0075$	$0,0098 < 0,0105$
(30 x 35)	C.V		C.V

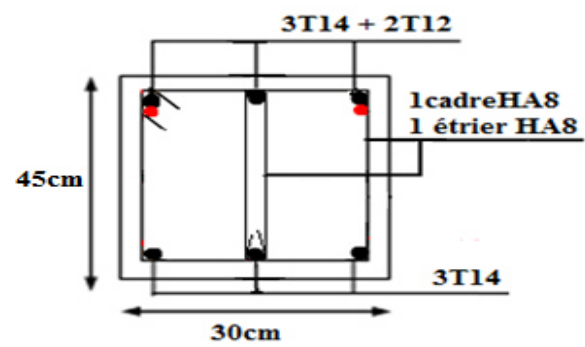
☞ **Remarque :** Les trois conditions sont satisfaites, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.5.Schéma de ferrailage des poutres :

❖ Poutres principales :



En travée



Aux appuis

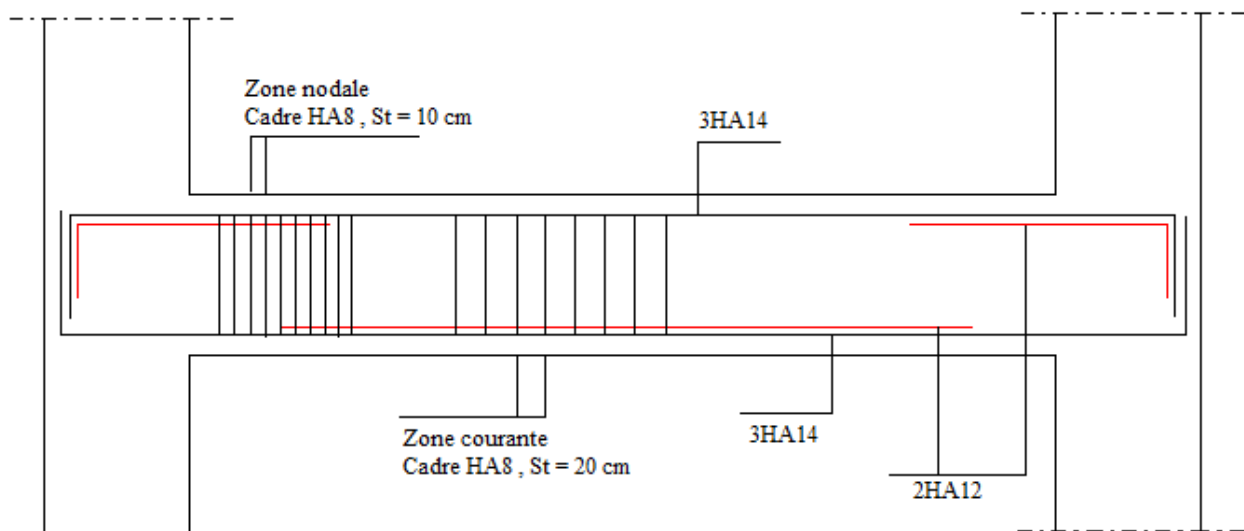


Figure V.5 : Schéma de ferrailage des poutres principales.

❖ Poutres secondaires :

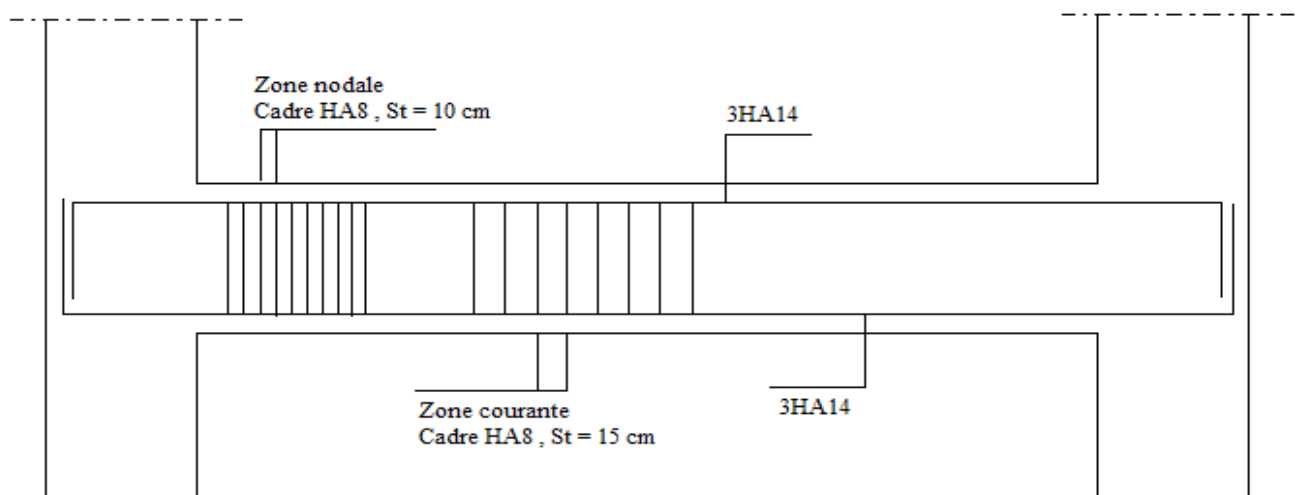
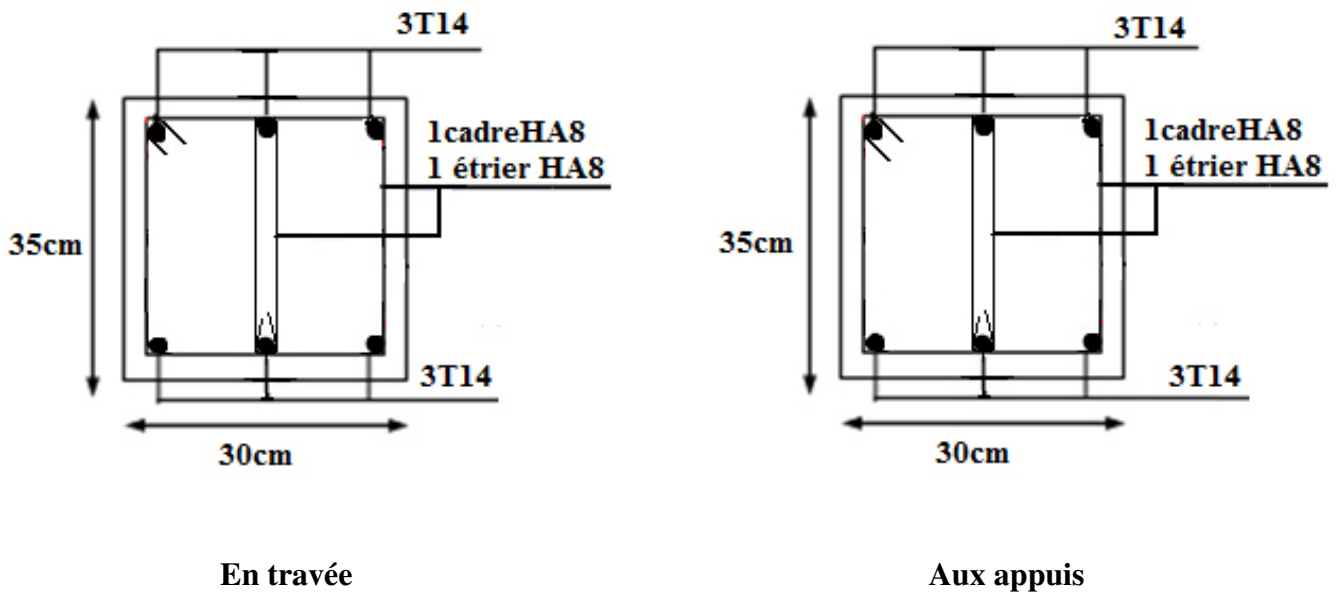


Figure V.6 : Schéma de ferrailage des poutres Secondaires.

V.4.Ferrailage des voiles Pleins:

V.4.1.Introduction :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base soumise à une charge verticale due à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation, et une charge horizontale due à l'action du vent, ou d'un séisme.

A cet effet, le voile est sollicité par un effort normal N , un effort tranchant V , et un moment fléchissant qui est maximum dans la section d'encastrement. Ce qui implique que les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement, leurs ferrailage est composé d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

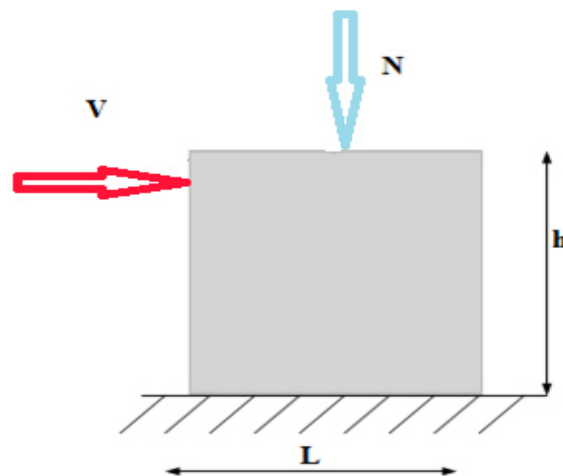


Figure V.7 : Sollicitations des voiles.

❖ Stabilité des constructions vis-à-vis des charges latérales

Du point de vue de la stabilité sous charges horizontales (vent, séisme), on distingue différents types de structures en béton armé :

- Structures auto stables
- Structures contreventées par des voiles.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales.

V.4.2.Rôle de contreventement :

Le contreventement a principalement pour objet :

- Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- Raidir les constructions, car les déformations excessives sont sources de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

V.4.3. Les avantages des voiles :

- Leur présence limite les déformations latérales.
- Leur rigidité permet de protéger les éléments non structuraux et quelques poteaux existant.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation du ferrailage des nœuds des portiques
- Elle permet de ne pas être pénalisé dans le choix du coefficient de comportement en cas du panneau de remplissage.

V.4.4.Les Combinaisons des charges :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivants :

❖ Etat limite ultime :

- Situation durable : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$

$$0,8G \pm E$$

❖ Etat limite de service : $G+Q$

V.4.5.Procédure de ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures sera fait par la méthode des contraintes et vérifié selon **R.P.A99.V2003** sous les sollicitations suivantes :

- ❖ $S_1 : M_{\max} ; N_{\text{correspondant}}$.
- ❖ $S_2 : N_{\max} ; M_{\text{correspondant}}$
- ❖ $S_3 : N_{\min} ; M_{\text{correspondant}}$

V.4.6.Prescriptions imposées le RPA99V2003 :

❖ Aciers verticaux :

- Les armatures verticales doivent reprendre la totalité de l'effort de traction.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur la zone tendue est de 0.20 %.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $(L/10)$ de largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm.
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales des voiles dans chaque direction est pris comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone courante} \quad \quad \quad 0,1 \ \% \\ \text{Globalement dans la section du voile} \quad 0,15 \ \% \end{array} \right.$$

- L'espacement minimum des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S \leq 1,5 a. \\ S \leq 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

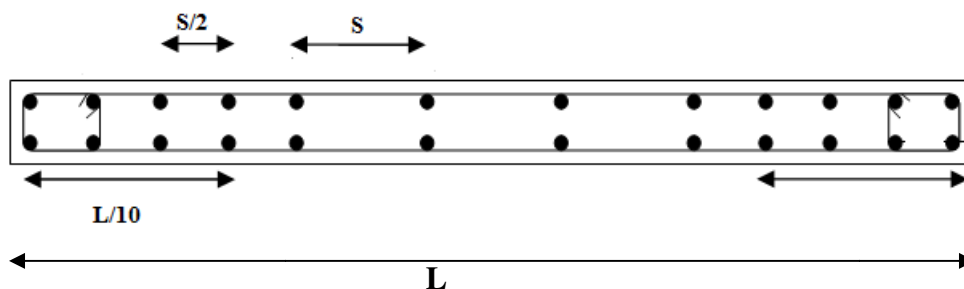


Figure V.8 : Disposition des armatures verticales dans le voile.

❖ **Aciers horizontaux :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

Ces armatures reprennent les sollicitations de l'effort tranchant.

❖ **Aciers transversaux :**

Les armatures transversaux doivent respecter les dispositions suivantes :

- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$\begin{cases} S \leq 1,5 \times e \\ S \leq 30cm \end{cases} \dots\dots\dots \text{Art 7.7.4.3 RPA}$$

e : épaisseur du voile.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre 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 de la zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$\left\{ \begin{array}{l} 40\Phi \text{ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts sont possibles.} \\ 20\Phi \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.} \end{array} \right.$

V.4.7.Méthode de calcul :

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

Pour le calcul du ferrailage on a partagé l'ouvrage en quatre parties.

❖ **Partie 1** : Entre sol, RDC.

❖ **Partie 2**: 1^{er}, 2^{ème}.

❖ **Partie 3** : 3^{ème}, 4^{ème}.

❖ **Partie 4** : 5^{ème}, 6^{ème}.

Cette méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

V.4.7.1. Détermination des contraintes :

On utilise la méthode de Navire :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M \times v}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M \times v}{I} \end{cases}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué

A : Section transversale du voile.

I : l'inertie de voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

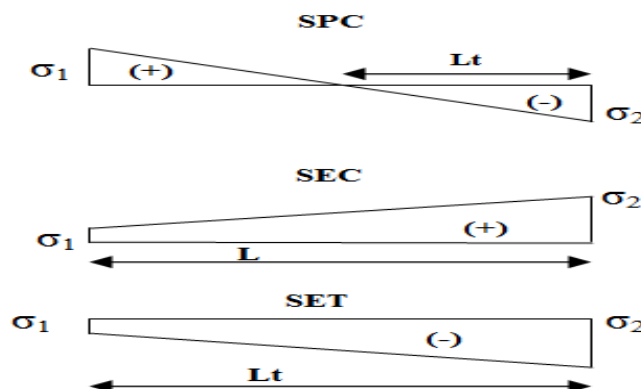


Figure V.9 : Les différents types des contraintes.

On distingue 3 cas :

- ❖ **1^{er} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2) > 0 \implies$ la section du voile est **entièrement comprimée** (pas de zone tendue). La zone courante est armée par le minimum exigé par **RPA 99** ($A_{\min}=0,20\%.a.L$).
 - ❖ **2^{eme} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2) < 0 \implies$ la section du voile est **entièrement tendue** (pas de zone comprimée). on calcul le volume des contraintes de traction F_t
- D'où la section des armatures verticales $A_v=F_t/f_e$. On compare A_v avec la section minimale.
- ✓ Si : $A_v \leq A_{\min} = 0,20\% \times a \times L$ on ferraille avec la section minimale
 - ✓ Si : $A_v > A_{\min} = 0,20\% \times a \times L$ on ferraille avec A_v
- ❖ **3^{eme} cas** : $(\sigma_1 ; \sigma_2)$ sont de signe différent \implies La section du voile est **partiellement comprimée**. On calcul le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.7.2.Calcul de L_c et L_t :

- ❖ Section entièrement tendue (SET) : $L_t = L$
- ❖ Section partiellement comprimée (SPC) : $L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$.
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC) : $L_c = L$

V.4.7.3.Calcul de leffort normal ultime :

- ❖ Section entièrement tendue (SET) : $N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t \times e$
- ❖ Section partiellement comprimée (SPC) : $N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \times e$
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC) : $N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_c \times e$

V.4.7.4.Calcul des armatures verticale :

- ❖ Section entièrement tendue (SET) : $A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$
- ❖ Section partiellement comprimée (SPC) : $A_v = \frac{N_{ul}}{f_e}$
- ❖ Section entièrement comprimée (SEC) : $A_v = \frac{N_{ul} - B \times f_{c28}}{f_e}$

V.4.7.5.Armatures minimales de RPA99 :

D'après le **RPA 2003 (Art 7.7.4.1)**:

$$A_{\min RPA} = 0,20\% b \times L_t \text{ pour (SET et SPC).}$$

$$A_{\min RPA} = 0,20\% b \times L_c \text{ pour (SEC).}$$

b : épaisseur du voile.

L_t ; **L_c** : longueur de la section tendue ou comprimée.

❖ **Le pourcentage minimal :**

$$A_{\min RPA} = 0,20\% b \times L_t$$

❖ **Dans la section du voile courante :**

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times L$$

❖ **Dans la zone courante:**

$$A_{\min} = 0,10 \% \times b \times L_{\text{Courante}}$$

V.4.7.6.Ferraillage minimal (BAEL91) :

❖ Section entièrement tendue (SET) : $A_{\min} \geq \max \left[\frac{N_u}{2\sigma_s} ; B \times \frac{ft_{28}}{f_e} ; 0,005B \right]$

❖ Section partiellement comprimée (SPC) : $A_{\min} \geq \max \left[0,23 \times B \times \frac{ft_{28}}{f_e} ; 0,005B \right]$

❖ Section entièrement comprimée (SEC) : $A_{\min} \geq \max \left[4\mu ; \frac{0,2B}{100} \right]$

V.4.7.7.les potelets :

On doit prévoir à chaque extrémité du voile (ou du trumeau) un potelet armé par des barres verticales dont la section est supérieure ou égale à **4Φ10**.

Les armatures transversales sont des cadres dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur (e) du voile.

V.4.8.Ferraillage horizontal à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.2.2 RPA 99).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = 1,4 V_{\text{Cal}} / b_0 d$

Avec :

V : l'effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur de voile.

d: hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h: hauteur totale de la section brute

La contrainte limite est : $\bar{\tau} = 0,2 \times f_{c28}$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

Selon le BAEL : $\tau_u = V_{cal} / bd$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right)$$

❖ Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_T}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e}$$

Avec : $S_t \leq \min (1,5 a; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm}$.

- **k = 0** en cas de fissuration jugé très préjudiciable ; en cas de reprise de bétonnage non munie d'indentation dans la surface de reprise.
- **k = 1** en flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- **k = 1 + 3 σ_{cm} / f_{c28}** en flexion composée avec N, effort de compression.
- **k = 1 - 10 σ_{tm} / f_{c28}** en flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{tm} , σ_{cm} ; étant les contraintes moyennes de traction et de compression obtenues en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

Dans notre cas, on a de reprise de bétonnage ; donc on prend : **K= 0**.

✓ Armatures horizontales :

Selon l'article 7.7.4.2 du RPA 2003, les barres horizontales doivent être munies de crochets à **135°** ayant une longueur de **10 \emptyset** .

La détermination des armatures horizontales est comme suit :

$$A_h = 0,15\% b \times h$$

V.4.9.Ferraillage des voiles :

On procéda par la méthode des tronçons, (la méthode de RDM) qui se fait pour une bande de largeur L_t .

❖ Exemple d'application :

❖ Exposé de la méthode:

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M \times V}{I}$$

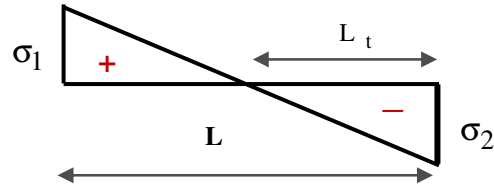


Figure V.10: diagramme des contraintes.

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

A : Section transversale du voile.

V : bras de levier $V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

I : l'inertie de voile

Avec :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} L$$

L_t : Longueur tendue

$$N_{ul} = F = \frac{\sigma_1 \times L_t}{2} b$$

$$A_v = (N_{ul} - B \times f_{c28}) / f_e$$

Nous proposons le calcul détaillé en prenant le voile V6 ($L=1,6\text{m}$) en zone 1 :

❖ Détermination des sollicitations :

(M, N) sont donnés par ETAB

$$M_{\max} = 1256,18 \text{ KN.m} \quad N_{\text{corre}} = -423,89 \text{ KN}$$

$$I = e \times L^3 / 12 = 0,20 \times 1,6^3 / 12 = 0,068 \text{ m}^4$$

$$A = e \times L = 0,20 \times 1,6 = 0,32 \text{ m}^2$$

$$V = 1,6 / 2 = 0,8 \text{ m}$$

- **Armatures verticales:**

Sous M_{\max}

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M_v}{I} = \frac{423,89}{0,32} + \frac{1256,18 \times 0,8}{0,068} = 193396,20 \text{ KN / m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M_v}{I} = \frac{423,89}{0,32} - \frac{1256,18 \times 0,8}{0,068} = -16045,52 \text{ KN / m}^2$$

Nous constatons que le cas le plus défavorable est donné par le M_{\max} donc la section est **partiellement comprimée.**

Le ferrailage sera calculé pour la longueur tendue du voile la partie restante sera ferrailer par symétrie.

- ✓ **Calcul de L_t :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 0,87 \text{ m}$$

- ✓ **Calcul de la sollicitation équivalente :**

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \times L \times e = 1564,81 \text{ KN}$$

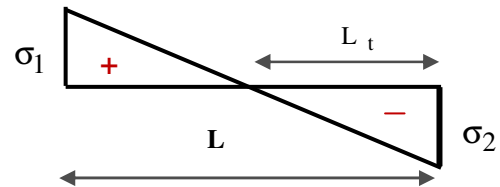


Figure V.11 : diagramme des contraintes (SPC)

- **Armature verticale :**

$$A_v = N_{ul} / f_e = 34,98 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A_v / 2 = 17,49 \text{ cm}^2$$

- **Armature minimale :**

- ✓ **Vérification vis-à-vis du RPA V2003 (art : 7.7.4.1) :**

$$A_{\min \text{ RPA}} = 0,20\% \text{ b} \times L_t$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \mathbf{b} : \text{épaisseur du voile.} \\ \mathbf{L}_t : \text{longueur de la section tendue.} \end{cases}$$

$$0,2\% \text{ b} L_t = (0,2 \times 0,2 \times 0,87) / 100 = 3,48 \text{ cm}^2.$$

- ✓ **Vérification vis-à-vis du (BAEL91) :**

$$A_{\min} \geq \max \left(0,23 \times B \times \frac{f_{t28}}{f_e} ; 0,005B \right) = \max (3,86 ; 16) = 16 \text{ cm}^2.$$

- ✓ **La longueur minimale : (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone d'about : } \frac{L}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ cm} \implies \text{ avec : } \mathbf{St = 8 \text{ cm.}} \\ \text{Zone courante : } L_t = (160 - 2(16)) = 128 \text{ cm} \implies \text{ avec : } \mathbf{St = 15 \text{ cm.}} \end{array} \right.$$

$$A_{\text{adoptée}} = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\text{RPA}} ; A_{\text{BAEL}}) = 34,98 \text{ cm}^2.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En zone d'about : } \mathbf{6HA20} \quad (A_s = 18,84 \text{ cm}^2). \\ \text{En zone courante : } \mathbf{10HA16} \quad (A_s = 20,10 \text{ cm}^2). \end{array} \right.$$

Donc :

$$A_s \text{ adopte : } A_{sv} = \mathbf{38,94 \text{ cm}^2}$$

➤ **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL91: } A_H = A_{sv} / 4 = \mathbf{9,73 \text{ cm}^2}$$

D'après le RPA :

$$A_{\min} = 0,15 \% b \times h = 0,15 \% \times 20 \times 160 = 4,8 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = \mathbf{4,8 \text{ cm}^2}.$$

$$A_H = \max [\text{RPA.V2003; BAEL}] = \mathbf{9,73 \text{ cm}^2}$$

$$A_H = \mathbf{14HA10} = 10,99 \text{ cm}^2 \implies \text{ Avec un espacement : } S_H = 20 \text{ cm.}$$

➤ **Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre épingles au mètre carré, soit **4HA 8**

❖ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

➤ **Selon le RPA99 (art 7.7.2) à :**

$$\tau_{\text{adm}} = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa.}$$

D'après les résultats obtenus des analyses on a $V_{\max} = 274,78 \text{ kN}$

$$\tau_b = 1,4 \frac{V}{b, d} = 1,4 \times 274,78 \times 10^{-3} / (0,20 \times 0,9 \times 1,6) = 1,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_b < \tau_{\text{adm}} \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

➤ **Selon le BAEL:** $\tau_u = \frac{V}{b, d} = 274,78 \times 10^{-3} / (0,20 \times 0,9 \times 1,6) = 0,95 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \dots \dots \dots \mathbf{C.V}$$

❖ **Vérification à L'ELS :**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A}$$

Avec: B :section du béton

A : section d'armatures

Ns : effort normal de service (sous G + Q).

$$\sigma_b = \frac{690930}{160 \times 2000 + 15 \times 3894} = 1,825 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

V.4.10. Résultats trouvés :

Les résultats de calcul du ferrailage des autres voiles, ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés par les tableaux suivants :

On calcule les voiles de mêmes dimension, et on choisie le plus sollicité dans le cas le plus défavorable :

❖ Le schéma qui montre la disposition et la nomenclature des voiles :

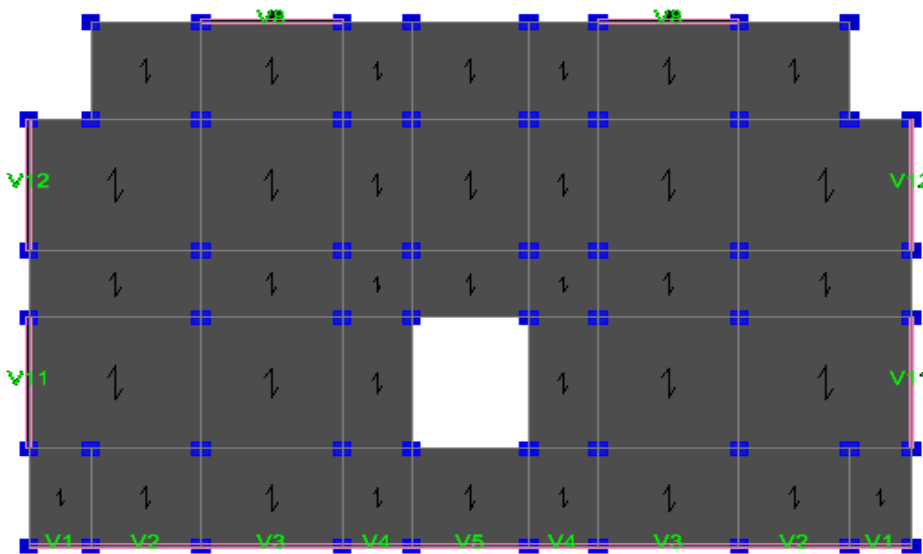


Figure V.12: Nomenclature des voiles périphériques.

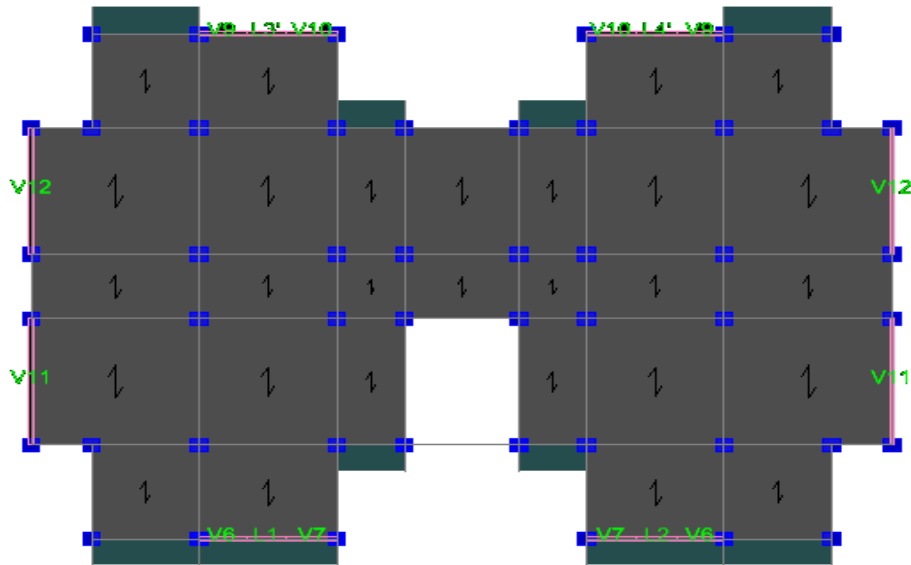


Figure V.13 : Nomenclature des voiles dans les deux sens.

❖ Type 1 :

Voiles (V11. ; V12 ;) L = 4,7 m

Tableau V.16 : Ferrailage verticale du voile type 1

Zone	sollicitation	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN.m ²)	σ_2 (KN.m2)	Nature	L _c (m)	L _t (m)	N _{ul} (KN)	A _v (cm ²)
Zone 1	N _{max}	-1601,9	51,169	-1634,66	-1773,64	SET	/	4,7	1601,90	40,05
	N _{min}	-818,88	1267,175	849,78	-2592,07	SPC	1,16	3,54	917,49	22,94
	M _{max}	-1652,45	1711,042	565,81	-4081,66	SPC	0,57	4,13	1684,83	42,12
Zone 2	N _{max}	-1575,36	58,234	-1596,83	-1755,00	SET	/	4,7	1575,36	39,83
	N _{min}	-558,51	807,923	503,06	-1691,38	SPC	0,48	3,62	612,71	15,32
	M _{max}	-1055,76	3037,777	3002,40	-5248,69	SPC	1,11	2,99	1569,24	39,23
Zone 3	N _{max}	-1308,12	958,333	-90,12	-2693,11	SPT	/	4,7	1308,12	32,70
	N _{min}	-303,13	1183,977	1930,41	-1285,46	SPC	2,82	1,88	241,50	6,04
	M _{max}	-1316,99	1581,207	746,35	-3548,46	SPC	0,82	3,88	1377,95	34,45
Zone 4	N _{max}	-970,56	784,660	33,12	-2098,14	SPC	0,07	4,63	970,80	24,27
	N _{min}	-40,02	789,193	1029,21	-114,36	SPC	2,26	2,44	272,28	6,81
	M _{max}	-862,69	1314,062	866,85	-2702,36	SPC	1,14	3,56	961,64	24,04

NB : concernant le choix des barres la section a prendre et celle correspondante au maximum des valeurs calculées avec N_{\max} ; N_{\min} ; M_{\max} .

Tableau V.17: Choix des barres du voile type 1.

Choix des barres /nappe												
Zone	A_v (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Zone cournte	S_t (cm)	Zone D'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	42,12	49,35	23,98	52,30	13AH14	15	4HA14	8	13,07	14,14	9HA10	20
2	39,83	49,35	19,69	52,30	13AH14	15	4HA14	8	13,07	14,14	9HA10	20
3	34,45	49,35	20,85	52,30	13AH14	15	4HA14	8	13,07	14,14	9HA10	20
4	24,27	49,35	12,33	52,30	13AH14	15	4HA14	8	13,07	14,14	9AH10	20

❖ **Type 2 :**

Voiles (V6 ; V7 ; V9 ; V10) L = 1,6m

Tableau V.18: Ferrailage verticale du voile type 2

Zone	sollicitation	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN.m ²)	σ_2 (KN.m ²)	Nature	L _c (m)	L _t (m)	N _{ul} (KN)	A _v (cm ²)
Zone1	N _{max}	-1220,03	36,607	-3383,61	-4241,58	SET	/	1,6	1220,03	30,50
	N _{min}	-104,05	465,224	5777,00	-5126,69	SPC	0,85	0,75	385,67	9,64
	M _{max}	-423,89	1256,18	13396,20	-16045,52	SPC	0,	0,87	1564,81	34,98
Zone2	N _{max}	-1044,82	267,41	-131,35	-6398,77	SET	/	1,6	1044,82	26,12
	N _{min}	-144,46	1083,563	12246,57	-13149,44	SPC	0,75	0,85	1089,35	27,23
	M _{max}	-317,63	1210,567	13193,74	-15178,93	SPC		0,86	1299,28	32,48
Zone3	N _{max}	-761,25	103,571	-1165,18	-3592,63	SPT	/	1,6	716,25	19,03
	N _{min}	-101,08	213,445	2185,43	-2817,18	SPC	0,70	0,90	253,84	6,35
	M _{max}	-255,91	1161,337	12809,70	-14409,14	SPC	0,	0,85	1449,21	30,51
Zone4	N _{max}	-408,55	15,052	-1100,33	-1453,11	SPT	/	1,6	957,66	23,94
	N _{min}	-19,15	312,179	3605,42	-3725,11	SPC	0,79	0,81	302,87	7,57
	M _{max}	-199,71	979,826	10858,24	-12106,43	SPC	0,	0,84	1072,24	25,53

Tableau V.19: Choix des barres du voile type 2

Choix des barres /nappe												
Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	zone cour	S _t (cm)	zone d'abo	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	34,98	16,80	32,09	38,94	5HA16	15	3HA20	8	9,73	10,99	7HA10	20
2	32,48	16,80	30,36	38,94	5HA16	15	3HA20	8	9,73	10,99	7HA10	20
3	30,51	16,80	28,82	36,18	6HA16	15	3HA16	8	9,04	9,42	6HA10	25
4	25,53	16,80	24,21	36,18	6HA16	15	3HA16	8	9,04	9,42	6HA10	25

❖ Type 3 :

Voile (V8 ; V4) L = 4,1m

Tableau V.20: Ferrailage verticale du voile type 3

Zone	sollicitation	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN.m ²)	σ_2 (KN.m2)	Nature	L _c (m)	L _t (m)	N _{ul} (KN)	A _v (cm ²)
Zone 1	N _{max}	-1254,29	412,075	-794,21	-2265,03	SET	/	4,1	1254,29	31,36
	N _{min}	-544,05	265,061	-190,43	-1136,52	SET	/	4,1	544,05	13,60
	M _{max}	-1589,13	1694,20	1128,12	-5004,05	SPC	0,75	3,35	1694,20	41,86

Tableau V.21 : Choix des barres du voile type 3.

Choix des barres /nappe												
Zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	zone courante	S _t (cm)	zone d'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	41,86	43,05	25,65	53,38	13HA20	15	4HA20	8	13,07	14,14	9HA10	20

❖ Type 4:

Voile (V1) L = 1,8m

Tableau V.22 : Ferrailage verticale du voile type 4.

Zone	sollicitation	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN.m ²)	σ_2 (KN.m2)	Nature	L _c (m)	L _t (m)	N _{ul} (KN)	A _v (cm ²)
Zone 1	N _{max}	-412,80	281,578	1460,54	-3753,87	SPC	0,5	1,30	486,44	12,16
	N _{min}	-126,38	167,128	1196,43	-1898,54	SPC	0,7	1,10	209,63	5,24
	M _{max}	-1015,15	1112,01	7476,53	-13116,25	SPC	0,65	1,15	1503,75	37,59

Tableau V.23 : Choix des barres du voile type 4.

Choix des barres /nappe												

zone	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	zone courante	S_t (cm)	zone d'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	37,59	18,09	29,51	37,68	4HA20	15	2HA20	8	9,42	10,17	9HA12	20

❖ Type 5:

Voile (V2) L= 3,2m

Tableau V.24: Ferrailage verticale du voile type 5.

Zone	sollicitation	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN.m ²)	σ_2 (KN.m ²)	Nature	L_c (m)	L_t (m)	N_{ul} (KN)	A_v (cm ²)
Zone 1	N_{max}	-1251,03	666,163	-3,08	-3906,38	SET	/	3,2	1251,03	31,28
	N_{min}	-517,86	448,919	506,04	-2124,35	SPC	0,62	2,58	549,01	13,73
	M_{max}	-920,64	1761,879	3723,25	-6600,25	SPC	1,15	2,05	1350,34	33,76

Tableau V.25 : Choix des barres du voile type 5.

Choix des barres /nappe												
Zone	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	zone courante	S_t (cm)	zone d'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	33,76	33,60	26,40	36,18	6HA16	15	3HA16	8	9,04	10,17	8HA12	20

❖ Type 6:

Voile (V4) L = 2,00m

Tableau V.26 : Ferrailage verticale du voile type 6

Zone	sollicitation	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN.m ²)	σ_2 (KN.m ²)	Nature	L _c (m)	L _t (m)	N _{ul} (KN)	A _v (cm ²)
Zone 1	N _{max}	-552,96	259,24	567,30	-3332,10	SPC	0,29	1,71	569,47	14,24
	N _{min}	-259,24	305,972	1646,69	-2942,89	SPC	0,72	1,28	377,40	9,44
	M _{max}	-782,51	1087,168	6197,49	-10110,04	SPC	0,76	1,24	1253,57	31,34

Tableau V.27 : Choix des barres du voile type 6.

Choix des barres /nappe												
zone	A _v (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _s (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	zone courante	S _t (cm)	zone d'about	S _t (cm)	A _H (cm ²)	A _{Hadop} (cm ²)	Choix	S _t (cm)
1	31,34	21,00	15,67	37,68	6HA16	15	3HA16	8	9,04	10,17	8HA12	20

❖ Type 7:

Voile (V5) L= 3,4m

Tableau V.28 : Ferrailage verticale du voile type 7

Zone	sollicitation	N(KN)	M (KN.m)	σ_1 (KN.m ²)	σ_2 (KN.m ²)	Nature	L _c (m)	L _t (m)	N _{ul} (KN)	A _v (cm ²)
Zone 1	N _{max}	-229,4	30,869	-257,24	-417,46	SET	/	3,4	229,40	5,74
	N _{min}	-90,4	36,773	32,56	-298,44	SPC	0,33	3,07	91,49	2,29
	M _{max}	-140,29	779,002	1815,32	-2227,94	SPC	1,53	1,87	417,40	10,44

Tableau V.29 : Choix des barres du voile type 7.

Choix des barres /nappe

zone	A_v (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	zone courante	S_t (cm)	zone d'about	S_t (cm)	A_H (cm ²)	A_{Hadop} (cm ²)	Choix	S_t (cm)
1	10,44	35,7	9,47	40,2	6HA20	15	4HA20	8	10,05	10,17	9HA12	20

NB : Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique pour tous les voiles, enfin d'assurer la sécurité en cas d'inversion éventuelle de l'action sismique.

Tableau V.30: Vérification des contraintes de compression et de cisaillement dans les voiles.

Voile	Zone	V (KN)	Vérification des contraintes de cisaillement						Vérification a l'ELS			
			τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ MPa	obs	τ_u MPa	$\bar{\tau}_u$ MPa	Obs	N_s	σ_{bc}	σ_{bc}	Obs
Type 1	1	69,4	0,115	5	C.V	0,082	2,5	C.V	2452,29	1,73	15	C.V
	2	87,29	0,129	5	C.V	0,092	2,5	C.V	1924,91	0,189	15	C.V
	3	84,46	0,139	5	C.V	0,099	2,5	C.V	1382,43	0,135	15	C.V
	4	129,6	0,214	5	C.V	0,153	2,5	C.V	721,88	0,071	15	C.V
Type 2	1	160,27	0,779	5	C.V	0,556	2,5	C.V	643,47	1,7	15	C.V
	2	106,46	0,517	5	C.V	0,369	2,5	C.V	877,44	2,32	15	C.V
	3	75,16	0,365	5	C.V	0,261	2,5	C.V	597,55	1,6	15	C.V
	4	46,67	0,227	5	C.V	0,162	2,5	C.V	328,21	0,877	15	C.V
Type 3	1	0,11	0,0003	5	C.V	0,0002	2,5	C.V	339,32	0,378	15	C.V
Type 4	1	1,6	0,011	5	C.V	0,008	2,5	C.V	1085,83	1,24	15	C.V
Type 5	1	6,66	0,017	5	C.V	0,012	2,5	C.V	1641,15	2,36	15	C.V
Type 6	1	9,82	0,038	5	C.V	0,027	2,5	C.V	493,35	1,08	15	C.V
Type 7	1	0,39	0,0008	5	C.V	0,0006	2,5	C.V	201,59	0,27	15	C.V

V.4.11.Schémas de ferrailage des voiles :

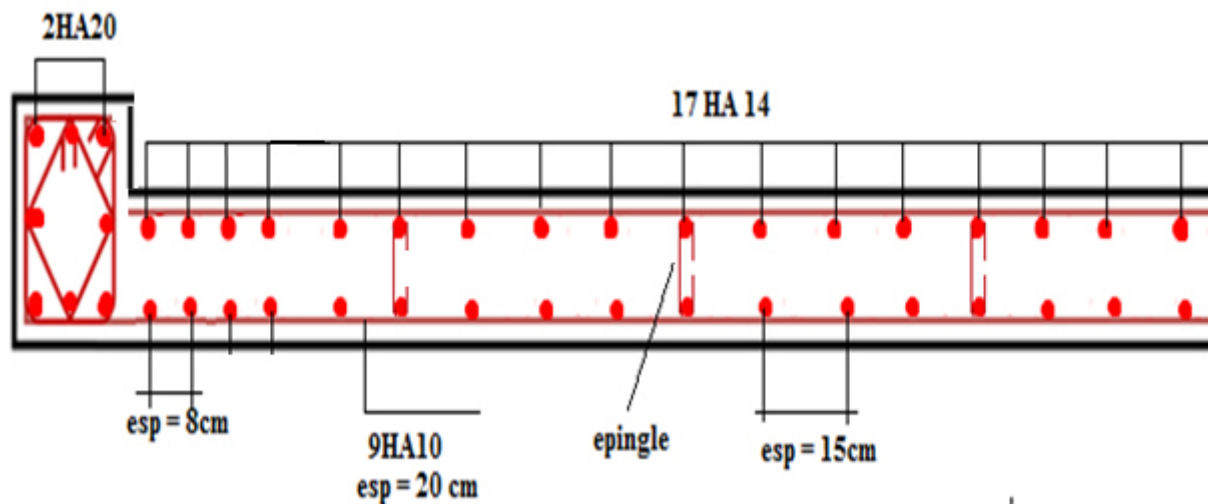


Figure V.14 : Schéma de ferrailage par nappe du voile plein V11.

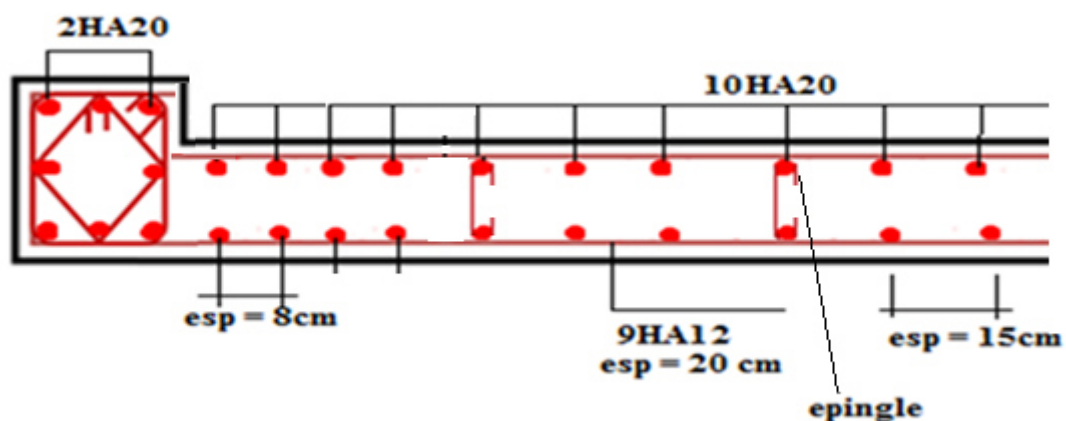


Figure V.15 : Schéma de ferrailage par nappe du voile périphérique V5.

V.5.Ferrailage des linteaux :

Les linteaux sont des éléments considérés comme des poutres courtes de faible raideur, bi-encastres dans les trumeaux. Sous l'effet d'un chargement horizontal et vertical, le linteau sera sollicité par un

moment (M) et un effort tranchant (V). Les linteaux pourront donc être calculés en flexion simple. la méthode de ferrailage décrite ci-dessus est proposée dans le **RPA ver 2003**.

Le RPA ver 2003 limite les contraintes de cisaillement dans le béton pour les linteaux et les trumeaux :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28}$$

$$\text{ou : } \tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} \quad \text{avec : } \bar{V} = 1,4 V_u \text{ calcul}$$

b_0 : épaisseur de voile

d : hauteur utile = $0,9 \times h$

h : hauteur totale de la section brute.

V.5.1. Premier cas : ($\tau_b \leq 0,06 \times f_{c28}$).

Dans ce cas les linteaux sont calculés en flexion simple (avec les efforts M et V) on doit disposer :

- Des acier longitudinaux de flexion (A_l).
- Des acier transversaux (A_t).
- Des acier en partie courante, également appelés acier de peau (A_c)

❖ Acier longitudinaux :

Les aciers longitudinaux inférieurs ou supérieurs sont calculés par la formule :

$$A_l \geq \frac{M}{Z \times f_e}$$

Avec :

$z = h - 2d'$ où : h : Est la hauteur totale du linteau

d' : Est la distance d'enrobage

M : moment dû à l'effort tranchant (\bar{V}) avec : $\bar{V} = 1,4 V_{\text{calcul}}$.

❖ Aciers transversaux :

➤ **Premier sous - cas** : linteaux longs ($\lambda_g = \frac{1}{h} > 1$).

$$\text{On a : } S \leq \frac{(A_t \times f_e \times z)}{\bar{V}}$$

Où : S = espacement des cours d'armatures transversales.

A_t = section d'un cours d'armatures transversales.

$z = h - 2d'$

\bar{V} = effort tranchant dans la section considérée.

l = portée du linteau.

➤ **deuxième sous cas** : linteaux courts ($\lambda_g \leq 1$)

On doit avoir : $S \leq \frac{(A_t \times f_e \times l)}{(V + A_t \times f_e)}$

Avec :

$$V = \min (V_1, V_2)$$

$$V_2 = 2 \times V_u \text{ Calcul}$$

$$\text{Et : } V_1 = \frac{M_{ci} + M_{cj}}{l_{ij}}$$

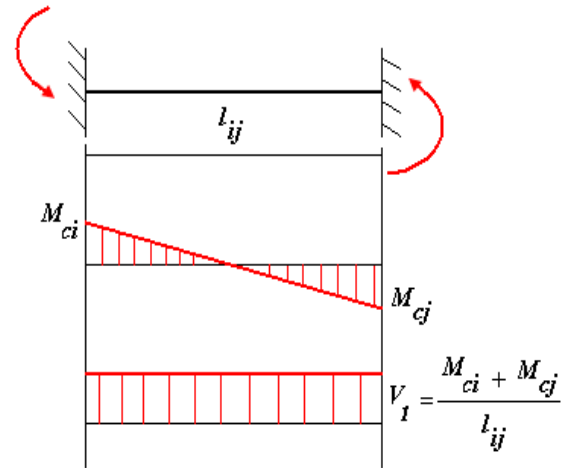


Figure V.16 : diagramme des contraintes dans le linteau.

Avec :

M_{ci} et M_{cj} : les moments « résistants ultimes » des sections d'about à gauche et à droite du linteau de portée l_{ij} et calculés par :

$$M_c = A_l \times f_e \times z$$

Avec :

$$z = h - 2d'$$

V.5.2. Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$.

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

Les efforts (M , V) sont repris suivant des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales A_D à disposer obligatoirement.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec : } \tan \alpha = \frac{(h - 2d')}{l} \quad (V = V_{\text{calcul}} \text{ (sans majoration)})$$

❖ Ferrailage minimal :

b : l'épaisseur de linteaux

h : hauteur totale de linteaux

S : l'espacement des armatures transversales

❖ **Armatures longitudinales :**

$$(A_s, A'_s) \geq 0,0015 \times b \times h \quad (0,15\%)$$

Avec : A_s : lit inférieure

A'_s : lit supérieur

❖ **Armatures transversales :**

- Pour $\tau_b \leq 0,025 f_{c28}$: $A_t \geq 0,0015 \times b \times s$. (0,15%)

- pour $\tau_b > 0,025 f_{c28}$: $A_t > 0,0025 \times b \times s$ (0,25%)

$S_t \leq h/4$ (espacement des cadre)

➤ **Armatures en section courante (armatures de peau) : A_c**

Les armatures longitudinales intermédiaires ou de peau A_c (2 nappes) doivent être au total d'un minimum égal à 0.20%.

C'est à dire : $A_c \geq 0.002 \times b \times h$ (2 nappes).

➤ **Armatures diagonales A_D :**

Si : $\tau_b \leq 0,06 \times f_{c28} \implies A_D = 0$

$\tau_b \geq 0,06 \times f_{c28} \implies A_D = 0,0015 \times b \times h$

Tableau V.31: Les sollicitations dans les linteaux.

Les zones	Les linteaux	Section		V(KN)	M (KN.m)
		L (cm)	h (cm)		
I	V_{L1}	120	0,99	364,84	227,208
II	$V_{L3'}$	120	0,45	158,23	99,277

❖ **Linteau type I (L1):**

Soit le linteau suivant : $h = 0,99\text{m}$ $l = 1,20\text{m}$ $b = 0,20\text{m}$ $V = 364,84\text{KN}$

$\tau_b = V / b_0 \cdot d$ Avec : $V = 1,4 V_u$ calcul

$$\tau_b = \frac{364,84 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 0,99} \times 1,4 = 2,86\text{MPa}$$

$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \implies 2,86\text{MPa} \leq 5\text{MPa} \dots\dots\dots\text{C.V}$

$\tau_b > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa} \implies$ on est dans le 2^{ème} cas

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrailles longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

$$A_l = A'_l = 0,00150 \times 0,20 \times 0,99 \times 10^4 = 2,97 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_l = A'_l = \mathbf{3T14} = \mathbf{4,62 \text{ cm}^2}$$

$$A_c \geq A'_l \geq 0,002 \times 0,20 \times 0,99 \times 10^4 = 3,96 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_c = \mathbf{6T12} = \mathbf{6,78 \text{ cm}^2} \quad (\text{repartie en deux nappes})$$

(soit 3 barres /nappe)

$$0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa} \implies \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

Donc : $A_t > 0,0025 \times b \times S$ (0,25%) avec: $S_{t \max} = h/4 = 25 \text{ cm}$

$$A_t > 0,0025 \times 0,2 \times 0,25 \times 10^4 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = \mathbf{6T8} = \mathbf{3,01 \text{ cm}^2} \quad S_t = 120/6 = 20 \text{ cm} \quad S_t < S_{t \max}$$

$$A_D = V / (2 f_e \sin \alpha)$$

$$\text{Avec: } \tan \alpha = h - 2d' / l \implies \tan \alpha = 0,66 \implies \alpha = 33,42^\circ$$

$$A_D = \mathbf{8,28 \text{ cm}^2}$$

$$A_D = 2 \times 4T14 = \mathbf{12,30 \text{ cm}^2}.$$

$$A_D \geq 0,0015 \times b \times h \times 10^4 = 2,97 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

➤ Longueur d'ancrage : $L_a \geq h/4 + 50 \phi = 99/4 + 50 \times 1,4 = 94,75 \text{ cm}$

❖ Linteau type II (L3'):

Soit le linteau suivant : $h = 0,45 \text{ m}$ $l = 1,2 \text{ m}$ $b = 0,20 \text{ m}$ $V = 153,28 \text{ KN}$

$$\tau_b = V / (b_0 \times d) \quad \text{Avec : } V = 1,4 V_{u \text{ calcul}}$$

$$\tau_b = \frac{153,23 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,9 \times 0,45} \times 1,4 = 2,46 \text{ MPa}$$

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \implies 2,46 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

$\tau_b > 0,06 f_{c28} = 1,5\text{MPa} \implies$ on est dans le 2^{ème} cas

Dans ce cas, il y a lieu de disposer les ferrillages longitudinaux (supérieurs et inférieurs), transversaux et en zone courante (armatures de peau) suivant les minimum réglementaires.

$$A_l = A'_l = 0,00150 \times 0,20 \times 0,45 \times 10^4 = 1,35\text{cm}^2 \quad \text{soit } A_l = A'_l = \mathbf{2T12} = \mathbf{2,26\text{cm}^2}$$

$$A_c \geq A'_l \geq 0,002 \times 0,20 \times 0,45 \times 10^4 = 1,8\text{cm}^2 \quad \text{soit } A_c = \mathbf{4T10} = \mathbf{3,14\text{cm}^2} \quad (\text{repartie en deux nappes})$$

(soit 2 barres /nappe)

$$0,025 f_{c28} = 0,625\text{MPa} \implies \tau_b > 0,025 f_{c28}$$

Donc :

$$A_t > 0,0025 \times b \times S \quad (0,25\%) \quad \text{avec: } S_{t\text{max}} = h/4 = 12\text{cm}$$

$$A_t > 0,0025 \times 0,2 \times 0,12 \times 10^4 = 0,6\text{cm}^2$$

$$\text{Soit: } A_t = \mathbf{10T8} = \mathbf{5,02\text{cm}^2} \quad S_t = 120/10 = 12\text{cm} \quad S_t \leq S_{t\text{max}}$$

$$A_D = \frac{V}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{Avec: } \tan \alpha = \frac{(h - 2d')}{l} \implies \tan \alpha = 0,30 \implies \alpha = 16,69^\circ$$

$$A_D = \mathbf{6,88\text{cm}^2}$$

$$A_D = 2 \times 4T16 = 16,06\text{cm}^2.$$

$$A_D \geq 0,0015 \times b \times h = 1,35\text{cm}^2 \dots\dots\dots \mathbf{C.V}$$

➤ Longueur d'ancrage : $L_a \geq h/4 + 50 \varnothing = 45/4 + 50 \times 1,6 = \mathbf{91,25\text{cm}}$

V.5.3. Schéma de ferrillage des linteaux :

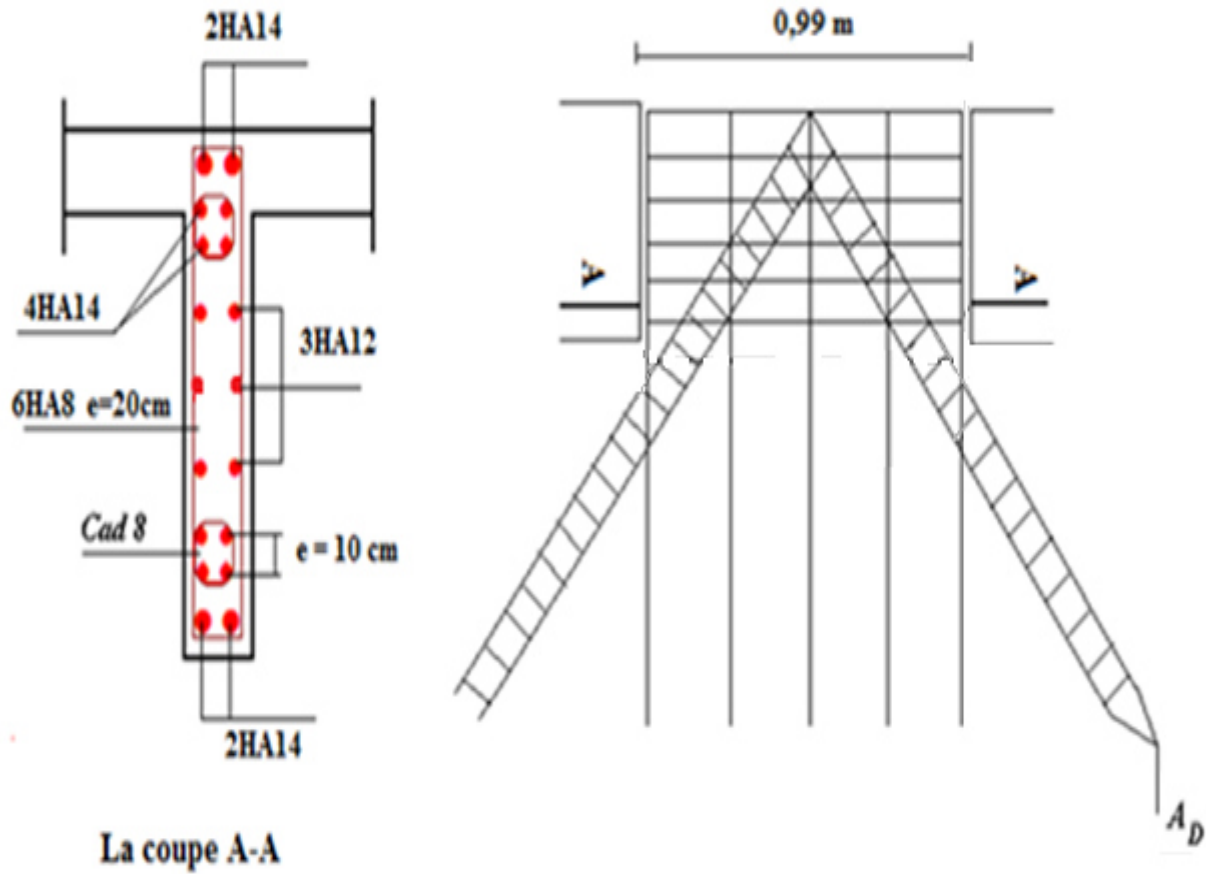


Figure V.17: Schéma de ferrailage de linteau type I.

VI. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ; soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Les fondations doivent donc assurer deux fonctions essentielles pour la stabilité de l'ensemble qui sont :

- La capacité de reprendre les différentes charges et surcharges supportées par la superstructure.
- Elles doivent assurer la transmission de ces charges et surcharges au sol d'assise de la construction dans de bonnes conditions de façon à garantir la stabilité de la structure.

Le dimensionnement de la fondation doit être compatible avec la capacité portante admissible du sol.

VI.1. Les types des fondations :

On distingue trois types de fondations :

VI.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont adoptées pour les sols de bonne capacité portante qui se trouvent à une faible profondeur. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol, c'est le cas :

- Des semelles isolées.
- Des semelles filantes (continues)
- Des radiers (structures répartissant les pressions) : il existe quatre types de radiers :
 - Radier dalle (peu utilisé).
 - Radier nervuré (le plus courant).
 - Radier champignon sous poteaux (très peu utilisé).
 - Radier voûte (rarement utilisé).

VI.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas où le bon sol se trouve à des profondeurs très importantes qui dépassent les dix mètres environ (par exemple les semelles sur pieux).

VI.2. Les facteurs de Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres dont on cite :

- Le Type d'ouvrage à construire.
- L'aspect économique.
- La facilité d'exécution.
- Les caractéristiques du sol support.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La profondeur à atteindre pour fonder sur le bon sol.
- Le rapprochement entre les poteaux et voiles.

VI.3. Etude des fondations :

En ce qui concerne notre ouvrage à fonder sur un sol de capacité portante égal à 1,7 bars, il est possible de réaliser des fondations du type :

- Semelles filantes (continues).
- Radier nervuré.
- Radier général.

Pour passer du premier choix de fondation (semelles filantes) au radier, on doit faire la vérification suivante :

La surface occupée par les semelles doit être inférieure à la moitié de la surface du bâtiment

$$\frac{S_s}{S_b} < 50\% \dots \dots \dots (I)$$

S_s : surface des semelles.

S_b : surface du bloc.

VI.4.choix du type de fondation :

La surface de la semelle est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N_s}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \implies S_s \geq \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

N_s : L'effort normal total revenant aux semelles

$\bar{\sigma}_{sol}$: La contrainte admissible du sol ($\bar{\sigma}_{sol} = 1,7 \text{ bars} = 170 \text{ KN} / \text{m}^2$)

$$\frac{N}{S_s} \leq \bar{\sigma}_{sol} \implies S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$N_u = 61262,45 \text{ KN}$; $\bar{\sigma}_{sol} = 1,7 \text{ bars} = 0,17 \text{ MPa}$

$$S_s \geq \frac{61262,45 \times 10^{-3}}{0,17} = 360,37 \text{ m}^2$$

$$S_b = 485,20 \text{ m}^2$$

❖ Vérification de la condition (I):

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{360,37}{485,20} = 0,74 = 74\% > 50\%$$

☞ Conclusion:

La surface totale des semelles occupent plus de 50% de la surface d'emprise de l'ouvrage, donc il est préférable de les relier de manière à former un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.
- assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- Garantir la transmission la totalité des efforts imposés par la structure au sol.
- Éviter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structural.
- La facilité d'exécution.

VI.5. Etude du radier :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, c'est une dalle qui peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée. Sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

Dans notre cas, on adoptera un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tout les éléments verticaux, poteaux et voiles.

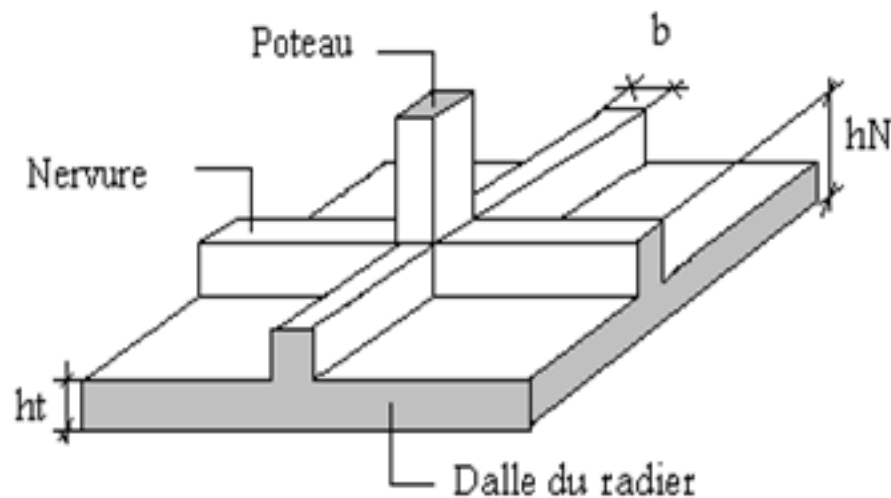


Figure VI.1 : Radier nervuré

VI.5.1. Pré dimensionnement du radier :

❖ L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ Condition forfaitaire:

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis ($L_{\max} = 5$ m).

D'où : $62,5 \text{ cm} \leq h_r \leq 100 \text{ cm} \dots \dots (1)$

➤ **Condition de rigidité :**

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{avec} \quad I = \frac{bh_r^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

b : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen ; $K = 40000 \text{ KN/m}^3$

I : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \implies h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 5^4}{32164,195 \times \pi^4}} \geq 0,72 \text{ m} \dots\dots\dots(2)$$

D'après (1), (2) on adopte une épaisseur de: **$h_r = 75 \text{ cm}$**

☞ **Remarque :**

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

➤ **Condition de coffrage :**

▪ **Pour la nervure :**

$$h_n \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{500}{10} = 50 \text{ cm}$$

On prend: **$h_n = 75 \text{ cm}$**

$$b_n \geq \frac{h_n}{2} = \frac{75}{2} = 37,5 \text{ cm}$$

On prend: **$b_n = 50 \text{ cm}$**

▪ **Pour la dalle :**

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm}$$

On prend: **$h_d = 40 \text{ cm}$**

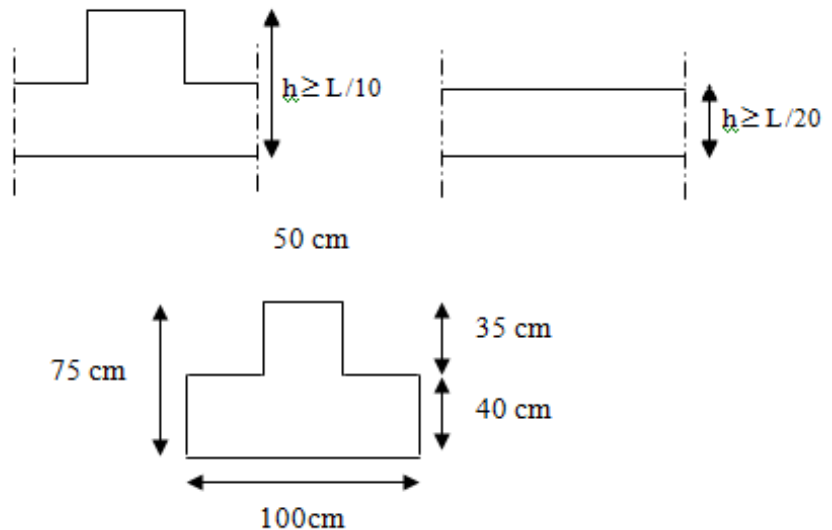


Figure VI.2 : Coffrage du radier.

❖ **La surface minimale du radier :**

La surface du radier est déjà déterminée :

$$S_{\text{radier}} \geq 360,37 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bloc}} = 485,20 \text{ m}^2$$

☞ **Remarque :**

La surface totale de l'immeuble est supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous allons augmenter la surface du radier et prévoir un débordement minimum D.

❖ **Le calcul de D (débordement) :**

$$D \geq \max (h/2, 30\text{cm}) = \max (75/2; 30\text{cm}) = 37,5\text{cm}$$

On prend **D = 120 cm**

$$S_{\text{radier}} = 380 + S_{\text{débord}} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{\text{Déb}} = D \times P = 1,2 \times 90,4 = 108,48 \text{ m}^2 \\ P = \text{périmètre de l'immeuble} \end{array} \right.$$

$$S_{\text{radier}} = 488,48 \text{ m}^2$$

VI.5.2.Détermination des efforts:

❖ **Les charges et surcharges :**

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{Totale}} = G_{\text{infrastructures}} + G_{\text{superstructure}} \\ Q_{\text{Totale}} \end{array} \right.$$

- Superstructure : $G = 39313,25\text{KN}$; $Q = 5459,71 \text{ KN}$
- Infrastructure : $G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}}$

- Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nervure}} = (S_{\text{rad}} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_X + L_Y))$$

$$G_{\text{rad}} = (488,48 \times 0,4 \times 25) + (0,5 \times 0,75 \times 25 \times 307,4) = 7766,68 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{Totale}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bloc}} = 7766,68 + 39313,25 = 47079,93 \text{ KN.} \\ Q_{\text{Totale}} = 5459,71 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

❖ **Sollicitations :**

ELU:

$$N_u = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 71747,47 \text{ KN}$$

ELS:

$$N_{\text{ser}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 52539,64 \text{ KN}$$

VI.5.3. Caractéristiques géométriques:

➤ **Détermination du centre de gravité du radier :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} X_G = 13 \text{ m.} \\ Y_G = 9,37 \text{ m.} \end{cases}$$

➤ **Les coordonnées du centre de gravité du bâtiment**

$$\begin{cases} X_{G,\text{sup}} = 12,78 \text{ m} \\ Y_{G,\text{sup}} = 9,25 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Le moment d'inertie :**

Il est donné par :

$$I = (I_i + S_i d_i^2)$$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).

S_i : aire du panneau considéré (i).

d_i : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier

Les moments d'inertie du radier suivant les deux directions sont :

$$\begin{cases} I_{xx} = 14433,5 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 26100,90 \text{ m}^4 \end{cases}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

L'excentricité entre le centre d'application des résultantes des efforts de la superstructure et le centre de gravité du radier est donnée comme suit :

$$e_x = |13 - 12,78| = 0,22 \text{ m.}$$

$$e_y = |9,37 - 9,25| = 0,12 \text{ m.}$$

VI.5.4. Vérification du radier :

➤ **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 :

Selon le **BAEL 91 (page 358)**, nous devons vérifier que :

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

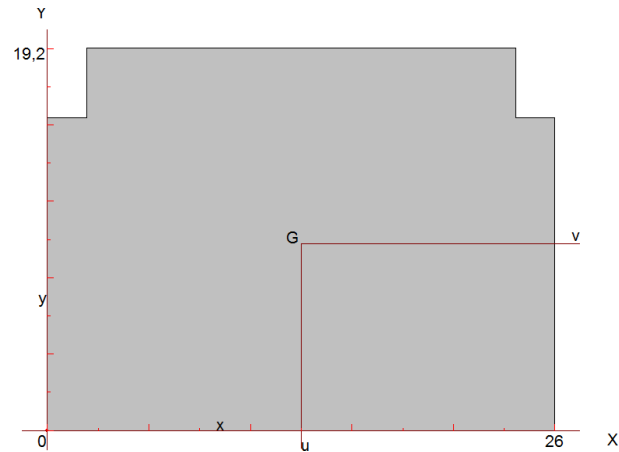


Figure VI.3 : Centre de gravité du radier

Avec : μ_c : Périmètre du contour cisailé, projeté sur le plan moyen du radier.

N_u : Charge de calcul à l'E.L.U

h : Epaisseur totale du radier.

➤ **Sous voile:**

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité (V11) de longueur $L = 4.70\text{m}$.

$$N_u = 1652,45\text{KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 2(e + b + 2 h_r) = 2 (0,2 + 4,70 + 2 \times 0,75)$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0,045 \times \mu_c (f_{c28} / \gamma_b)} = \frac{1652,45 \times 10^{-3}}{0,045 \times 12,8 \times (25 / 1,5)} = 0,172\text{m}$$

$$h_r = 0,75 \text{ m} > 0,172 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

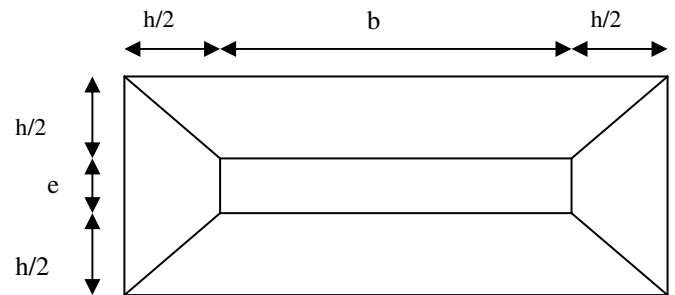


Figure VI.4 : Schéma de transmission des charges

➤ **Sous poteau :**

N_u : la charge de calcul vis à vis de l'état limite ultime du poteau le plus sollicité (C41)

$$N_u = 1591,04 \text{ KN}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé

$$\mu_c = 4 \times (a + h_r) = 4 \times (0,5 + 0,75) = 5 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \mu_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$h \geq \frac{N_u}{0,045 \times \mu_c (f_{c28} / \gamma_b)} = \frac{1591,04 \times 10^{-3}}{0,045 \times 5 \times (25 / 1,5)} = 0,42\text{m}$$

$$h_r = 0,75 \text{ m} > 0,42 \text{ m} \quad \Longrightarrow \quad \text{C.V}$$

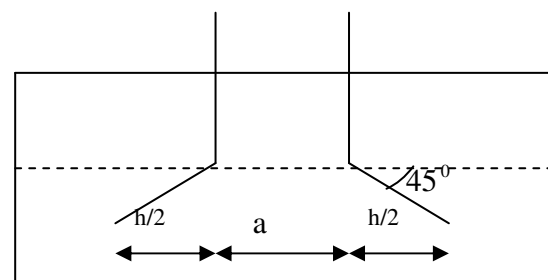


Figure VI.5 : Schéma de transmission des charges

☞ **Conclusion:**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de rupture du radier par poinçonnement.

➤ **Vérification au cisaillement :**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1 ; page 38)** il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} \\ q = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \end{array} \right.$$

Où :

V_u : l'effort tranchant à l'ELU.

b : la largeur.

L_{\max} : la plus grande portée de la dalle = 4.30m.

$$N_u = 71747,47 \text{ KN} \quad S_{\text{radier}} = 488,48 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1,5 \quad ; \quad d = 0,9 h_r = 0,675 \text{ m} \quad ; \quad b = 1 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \\ \tau_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} \times \frac{L_{\max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9 h_r} \leq \frac{0,06 f_{cj}}{\gamma_b} \end{array} \right.$$

$$V_u = q_u \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{\text{rad}}} \frac{L_{\max}}{2} = \frac{71747,47 \times 1}{488,48} \times \frac{5}{2} = 367,20 \text{ KN} \implies h_r \geq 0,41 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{367,20 \times 10^{-3}}{1 \times 0,675} = 0,54 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,06 f_{c28}}{\gamma_b} = 1 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u = 0,54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,00 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

☞ **Conclusion:**

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de rupture du radier par cisaillement.

➤ **Vérification sous l'effet de la pression hydrostatique :**

La vérification du radier sous l'effet de la pression hydrostatique est nécessaire afin de s'assurer du non soulèvement du bâtiment sous l'effet de cette dernière en vérifiant que :

$$W \geq F_s \times \gamma \times Z \times S$$

Avec : **W** : poids total du bâtiment à la base du radier :

$$W = W_{\text{radier}} + W_{\text{bâtiment}} = 47079,93 \text{ KN}$$

F_s : coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1,5$

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

Z : profondeur de l'infrastructure ($Z = 2,55 \text{ m}$).

S : surface du radier ($S = 488,48 \text{ m}^2$).

$$F_s \cdot \gamma \cdot Z \cdot S = 1,5 \times 10 \times 2,55 \times 488,48 = 18684,36 \text{ KN}$$

Donc : **W = 47079,93 KN** \geq **F_s × γ × Z × S = 18684,36 KN** \implies **C.V**

➤ **Vérification des contraintes sous le radier:**

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité du radier donc les réactions du sol forment un diagramme trapézoïdal ou triangulaire . Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

N : Effort normal du au charges verticales.

M : Moment d'excentricité dus aux charges verticales.

$$M = N \times e$$

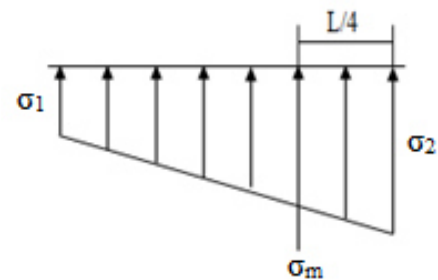


Tableau VI.1 : Vérification des contraintes sous le radier.

	ELS		ELU	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	52539,64	52539,64	71747,47	71747,47
e (m)	0,22	0,12	0,22	0,12
M (KN.m)	11558,72	6304,76	15784,44	8609,69
S (m²)	488,48	488,48	488,48	488,48
V (m)	13	9,37	13	9,37
I (m⁴)	14433,50	26100,90	14433,50	26100,90
σ_1 (MPa)	0,118	0,110	0,161	0,149
σ_2 (MPa)	0,097	0,105	0,133	0,143
σ_{moy} (MPa)	0,113	0,109	0,154	0,148
σ_{adm} (MPa)	0,255	0,255	0,255	0,255
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

➤ **Vérification de la stabilité au renversement du radier :**

Sous l'effet des charges horizontales (forces sismiques), il y a développement d'un moment renversant, à cet effet il faut assurer la stabilité au renversement par:

$$M_R = M_0 + V_0 \times h$$

M_R: le moment de renversement à la base du radier.

M₀: Moment sismique a la base de RDC.

V₀: L'effort tranchant a la base de RDC.

h: profondeur de l'infrastructure (h = 2,55 m).

Tableau VI.2 : Vérification de la stabilité au renversement du radier.

	Vérification au renversement		Vérification au soulèvement	
	0,8G + E		G + Q + E	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	36910,31	36910,31	44772,96	44772,96
M_R (KN.m)	76759,49	56092,075	81379,34	55413,36
S (m²)	488,48	488,48	488,48	488,48
V (m)	13	9,37	13	9,37
I (m⁴)	14433,50	26100,90	14433,50	26100,90
σ₁(MPa)	0,144	0,095	0,164	0,111
σ₂ (MPa)	0,0061	0,055	0,018	0,071
σ_{moy} (MPa)	0,109	0,085	0,128	0,101
σ_{adm} (MPa)	0,255	0,255	0,255	0,255
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

➤ **Vérification la stabilité au renversement du radier selon L'RPA :**

D'après le RPA99 VERSION 2003(art 10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{l}{4} \quad (e : \text{l'excentricité de la résultante des charges verticales.})$$

$$M : \text{moment dû au séisme.} \quad \begin{cases} M_x = 75826,748 \text{ KN.m} \\ M_y = 55159,336 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$N : \text{charge verticale permanente.} \quad N = 61262,45 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal : } e = 1,24 \text{ m} < \frac{L_{x \max}}{4} = \frac{26}{4} = 6,5 \text{ m} \implies \text{C.V} \\ \text{Sens transversal : } e = 0,91 \text{ m} < \frac{L_{y \max}}{4} = \frac{19,20}{4} = 4,8 \text{ m} \implies \text{C.V} \end{array} \right.$$

☞ **Conclusion :**

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI.5.5. Ferrailage du radier :

Le radier se calcule comme étant un plancher renversé faisant appuis sur les voiles, les poteaux. Chargé par la réaction du sol. Le ferrailage du radier se fait en flexion simple à partir des sollicitations les plus défavorables.

❖ **Ferrailage de la dalle du radier :**

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode de PIGEAUD proposée par **CBA93**.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol. Pour cela, on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de poisson (ν).

➤ **Détermination des sollicitations:**

Concernant le calcul des sollicitations dans les dalles rectangulaires librement appuyées nous distinguons deux cas :

- **1^{ère} cas:** $0 \leq \rho \leq 0.4 \implies$ la dalle porte sur un seul sens.

$$\text{Avec : } \rho = L_x / L_y \text{ et } L_x \leq L_y$$

$$M_x = qL_x / 8 \quad ; \quad M_y = 0.$$

- **2^{ème} cas :** $0.4 \leq \rho \leq 1 \implies$ la dalle porte sur deux sens.

$$M_x = \mu_x q L^2 \quad . \quad M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée

- ✓ Pour les panneaux de rive :

$$\text{Moment en travée : } \left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,85M_x \\ M_{ty} = 0,85M_y \end{array} \right.$$

$$\text{Moment aux appuis : } \left\{ \begin{array}{l} M_{ax} = -0,3M_x \\ M_{ay} = -0,3M_y \end{array} \right.$$

✓ Pour les panneaux intermédiaires :

$$\begin{aligned} \text{Moment en travée :} & \quad \begin{cases} M_{tx} = 0,75M_x \\ M_{ty} = 0,75M_y \end{cases} \\ \text{Moment aux appuis :} & \quad \begin{cases} M_{tx} = -0,5M_x \\ M_{ty} = -0,5M_y \end{cases} \end{aligned}$$

Les moments sur appuis et en travées doivent respecter l'inégalité suivante:

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1.25 M_0 \text{ (D'après le BAEL 91).}$$

➤ **Calcul des charges et surcharges:**

▪ **ELU** : $v = 0$

$$q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 154 - \frac{7766,68}{488,48} = 138,10 \text{ KN/m}^2$$

▪ **ELS**: $v = 0.2$

$$q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 113 - \frac{7766,68}{488,48} = 97,10 \text{ KN/m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité (panneau de rive).

$L_y = 5 \text{ m}$. (La grande portée du panneau)

$L_x = 4,70 \text{ m}$. (La petite portée du panneau)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,70}{5} = 0,94$$

➤ **Calcul des moments de la dalle du radier :**

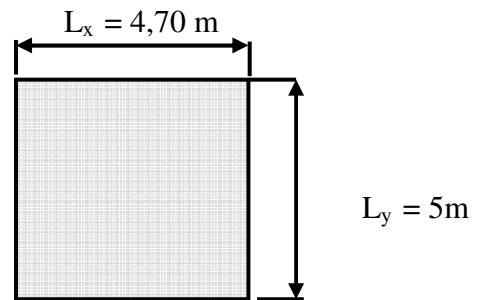


Figure VI.6: Le panneau le plus sollicité

Tableau VI.3 : Les moments dans la dalle du radier à L'ELU

Panneau	$L_x(m)$	$L_y(m)$	ρ	μ_x	μ_y	q (KN/m^2)	$M_x(\text{KN.m})$	$M_y(\text{KN.m})$
ELU ($v = 0$)	4,7	5	0,94	0,0419	0,8661	138,10	127,82	110,69
ELS ($v = 0,2$)				0,0491	0,9087	97,10	105,32	95,70

➤ **Ventilation des moments de la dalle du radier :**

Tableau VI.4: Les moments majorés en travée et aux appuis de la dalle du radier.

	Sens de la petite portée L_x			Sens de la petite portée L_y		
	M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
ELU	127,82	108,65	-38,35	110,69	94,05	-33,21
ELS	105,32	89,52	-31,60	95,70	81,35	-28,71

➤ **Pourcentage minimal :**

$$\text{Sens XX : } A_{y\min} = \begin{cases} 6 h_0 : \text{feE500.} \\ 8 h_0 : \text{feE400.} & (h_0 \text{ en mètre).} \\ 12 h_0 & (\text{autres cas}) \end{cases}$$

$$\text{Sens YY : } A_{x\min} = \frac{3-\rho}{2} A_{y\min}.$$

➤ **Espacement maximal :** Pour une fissuration préjudiciable

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{tx} \leq \min(33 \text{ cm}, 3h) \implies S_{tx} = 20 \text{ cm} \\ S_{ty} \leq \min(45 \text{ cm}, 4h) \implies S_{ty} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Calcul des armatures :**

Le calcul des armatures se fera à la flexion simple, les sections d'acier que nous avons obtenu Sont représentées dans le tableau suivant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 \cdot f_{bu}} \quad A_s = \frac{M_u}{z \times \sigma_s}$$

$$\text{avec : } z = d(1 - 0,4\alpha) \text{ et } \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau VI.5: Les sections des armatures de la dalle du radier à L'ELU

Panneau (P)	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
M_U (KN.m)	108,65	38,35	94,05	33,21
As' (cm ² /ml)	0	0	0	0
As (cm ² /ml)	8,92	3,06	7,72	2,65
As_{min} (cm ² /ml)	3,20	3,20	3,29	3,29
Choix des barres	5HA16	5HA14	5HA16	5HA14
$As_{adopté}$ (cm ² /ml)	10,05	7,70	10,05	7,70
Espacement (cm)	20	20	20	20

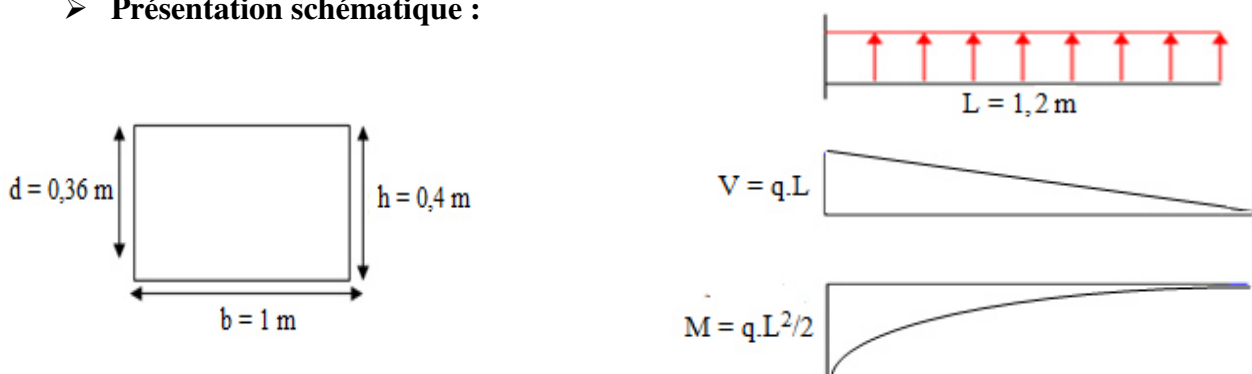
❖ **Ferrailage de débordement du radier :**

- Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L = 1,2$ m.
- Le calcul du ferrailage sera pour une bande de largeur égale à un mètre.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 0,4 \text{ m} \\ d = 0,9h = 0,36 \text{ m} \\ b = 1 \text{ m}, \end{array} \right.$$

Le ferrailage sera fait à la flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciable.

➤ **Présentation schématique :**



➤ **Calcul des amatures:**

Figure VI.7: Schéma statique de débordement du radier.

$$M_{\max} = \frac{q_u L^2}{2} = \frac{138,10 \times 1,2^2}{2} = 99,43 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.6 : Section d'armature de débord du radier

M_u (KN.m)	d (m)	μ_{bu}	Z (m)	A_s (cm ²)
99,43	0,36	0,057	0,35	8,16

D'où : $A_s = \text{Max} (A_{\min} ; A_s \text{ calculée}) = 8,68 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_s = 5T16 = 10,05 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} < \bar{\tau}_u = (0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPa}).$$

$V_u = 82,86 \text{ KN}$.

$$\tau_u = 0,245 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \implies \text{C.V}$$

☞ **Remarque :**

On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

➤ **Vérification des contraintes de compression du béton (ELS) :**

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

$$M_{ser} = \frac{q_s \times L^2}{2}$$

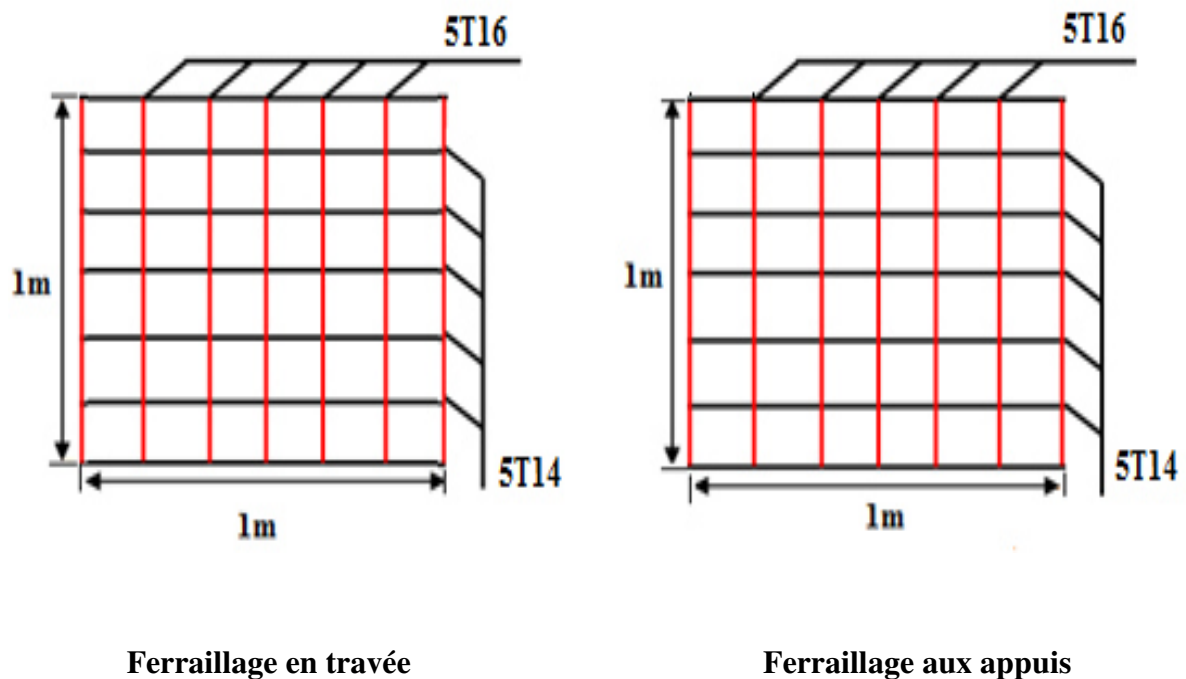
Contrainte maximal dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k.y$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(d.A_s + d'.A'_s)}{7.5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VI.7 : Vérifications des contraintes de compression dans le béton du débord

	Zone	Mser (KN.M)	As (Cm ²)	I (Cm ⁴)	Y (Cm)	K (N/mm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Sens X-X	Travée	89,52	10,05	134196,36	9,02	0,067	6,04	15	C.V
	Appuis	31,60	7,70	107617,41	8,04	0,029	2,33	15	C.V
Sens Y-Y	Travée	81,35	10,05	134196,36	9,02	0,061	5,50	15	C.V
	Appuis	28,71	7,70	107617,41	8,04	0,027	2,17	15	C.V
Débord		69,91	10,05	134196,36	9,02	0,058	4,69	15	C.V

VI.5.6.Schéma de ferrailage du radier :**Figure VI.8:** Schéma de ferrailage de la dalle du radier

VI.6. Etude des nervures :

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} h_t = 75 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

On a pris la largeur de la nervure $b = 50\text{cm}$, tel que le poteau $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens.

VI.6.1. Détermination des sollicitations :

❖ Sens X-X :

➤ E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{RAD}}{S_{rad}} = 154 - \frac{7766,68}{488,48} = 138,10 \text{ kN/m}^2$$

➤ E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 113 - \frac{7766,68}{488,48} = 97,10 \text{ kN/m}^2$$

❖ Sens Y-Y :

➤ E.L.U :

$$q_{um} = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{RAD}}{S_{rad}} = 148 - \frac{7766,68}{488,48} = 132,10 \text{ kN/m}^2$$

➤ E.L.S :

$$q_{sm} = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 109 - \frac{7766,68}{488,48} = 93,10 \text{ kN/m}^2$$

☞ Remarque

- Le rapport $0,4 < \alpha = \frac{l_x}{l_y} < 1$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires.
- Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.
- Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (L_m) et le même effort tranchant (L_t) que le diagramme trapézoïdal ou triangulaire, dans ce cas le calcul devient classique.

$$\checkmark \text{ Pour une charge trapézoïdale : } \begin{cases} \text{Moment fléchissant : } L_m = L_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{6} \right) \\ \text{Effort tranchant : } L_t = L_x \left(0,5 - \frac{\rho^2}{4} \right) \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Pour une charge triangulaire : } \begin{cases} \text{Moment fléchissant : } L_m = 0,333 \times L_x \\ \text{Effort tranchant : } L_t = 0,25 \times L_x \end{cases}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel RDM6

❖ Nervure centrale (la plus sollicitée) :

➤ Calcul des charges

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chacune, elles seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaire & trapézoïdale) vers celle-ci.

- Suivant X-X :

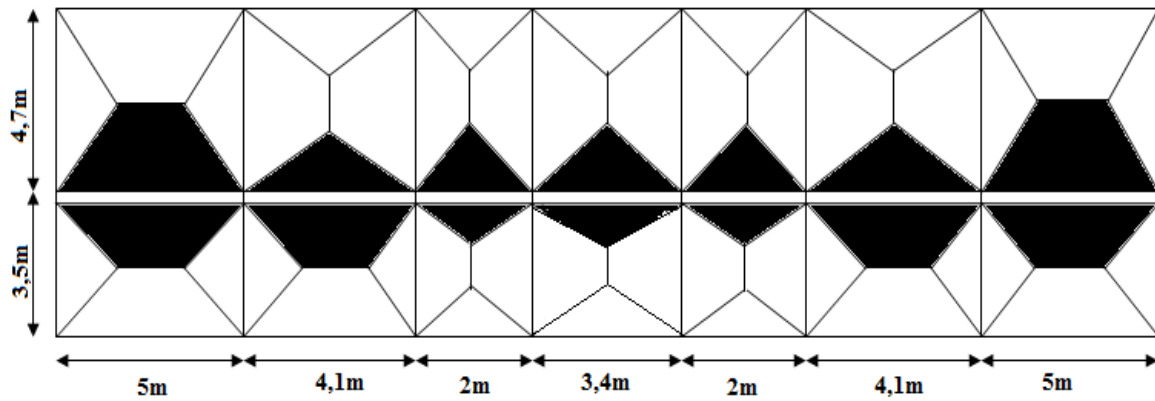


Figure VI.9: Distribution des charges des panneaux sur la nervure dans le sens X-X.

- Suivant Y-Y :

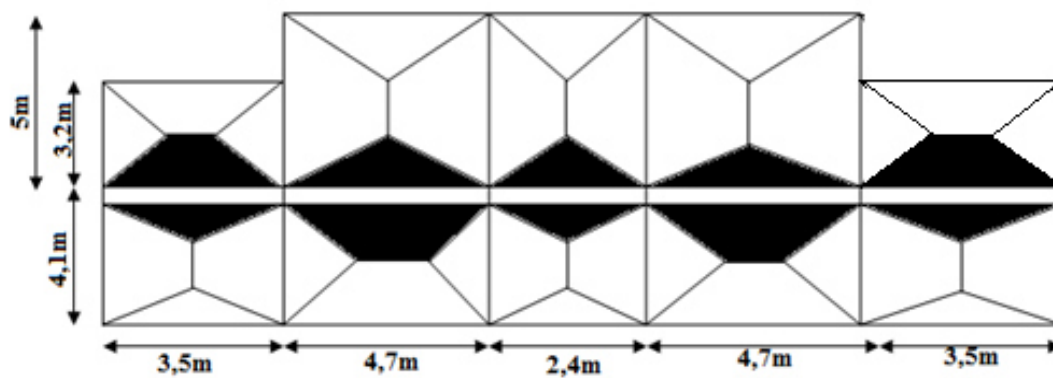


Figure VI.10 : Distribution des charges des panneaux sur la nervure dans le sens Y-Y.

Sens X-X :

Tableau VI.8: Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	L _x	L _y	P	Type de chargement	L _m	L _t	q _u	q _s	q _{um}	somme q _{um}	q _{sm}	somme q _{sm}	q _{ut}	somme q _{ut}	q _{st}	somme q _{st}
A-B	1	5	3,5	0,70	Trapézoïdale	2,09	1,88	138,10	97,1	288,63		202,94		259,63		182,55	
	2	5	4,7	0,94	Trapézoïdale	1,76	1,39	138,10	97,1	243,06	531,69	170,89	373,83	191,96	451,59	134,97	317,52
B-C	1	4,1	3,5	0,85	Trapézoïdale	1,60	1,32	138,10	97,1	220,96		155,36		182,29		128,17	
	2	4,1	4,7	0,87	Trapézoïdale	1,91	1,78	138,10	97,1	263,77	484,73	185,46	340,82	245,82	428,11	172,84	301,01
C-D	1	2	3,5	0,57	Triangulaire	0,66	0,50	138,10	97,1	91,15		64,07		69,05		48,55	
	2	2	4,7	0,42	Triangulaire	0,66	0,50	138,10	97,1	91,15	182,30	64,07	128,14	69,05	138,10	48,55	97,10
D-E	1	3,4	3,5	0,97	Triangulaire	1,13	0,50	138,10	97,1	68,91		21,45		30,49		9,49	
	2	3,4	4,7	0,72	Triangulaire	1,13	0,50	138,10	97,1	68,91	137,82	21,45	42,90	30,49	60,98	9,49	18,98
E-F	1	2	3,5	0,57	Triangulaire	0,66	0,50	138,10	97,1	91,15		64,07		69,05		48,55	
	2	2	4,7	0,42	Triangulaire	0,66	0,50	138,10	97,1	91,15	182,30	64,07	128,14	69,05	138,10	48,55	97,10
F-G	1	4,1	3,5	0,85	Trapézoïdale	1,60	1,32	138,10	97,1	220,96		155,36		182,29		128,17	
	2	4,1	4,7	0,87	Triangulaire	1,91	1,78	138,10	97,1	263,77	484,73	185,46	340,82	245,82	428,11	172,84	301,01
G-H	1	5	3,5	0,70	Trapézoïdale	1,85	1,48	138,10	97,1	288,63		202,94		259,63		182,55	
	2	5	4,7	0,94	Trapézoïdale	2,40	2,29	138,10	97,1	243,06	531,69	170,89	373,83	191,96	451,59	134,97	317,52

Sens Y-Y :

Tableau VI.9: Charges revenantes à la nervure la plus sollicitée (sens transversal)

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	P	Type de chargement	Lm	Lt	qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
A-B	1	3,5	4,1	0,85	Triangulaire	1,16	0,87	132,10	93,10	153,24		107,99		114,93		80,99	
	2	3,5	3,2	0,91	Trapézoïdale	1,26	1,02	132,10	93,10	166,45	319,69	117,31	225,30	134,74	249,67	94,96	175,95
B-C	1	4,7	4,1	0,87	Trapézoïdale	1,75	1,33	132,10	93,10	231,17		162,92		175,69		123,82	
	2	4,7	5	0,94	Triangulaire	1,56	1,17	132,10	93,10	206,07	437,24	145,24	308,16	154,56	330,25	108,93	232,75
C-D	1	2,4	4,1	0,58	Triangulaire	0,79	0,6	132,10	93,10	104,36		73,55		79,26		55,86	
	2	2,4	5	0,48	Triangulaire	0,79	0,6	132,10	93,10	104,36	208,72	73,55	147,10	79,26	158,52	55,86	111,72
D-E	1	4,7	4,1	0,87	Trapézoïdale	1,75	1,33	132,10	93,10	231,17		162,92		175,69		123,82	
	2	4,7	5	0,94	Triangulaire	1,56	1,17	132,10	93,10	206,07	437,24	145,24	308,16	154,56	330,25	108,93	232,75
E-F	1	3,5	4,1	0,85	Triangulaire	1,16	0,87	132,10	93,10	153,24		107,99		114,93		80,99	
	2	3,5	3,2	0,91	Trapézoïdale	1,26	1,02	132,10	93,10	166,45	319,69	117,31	225,30	134,74	249,67	94,96	175,95

❖ Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

➤ Sens X-X :

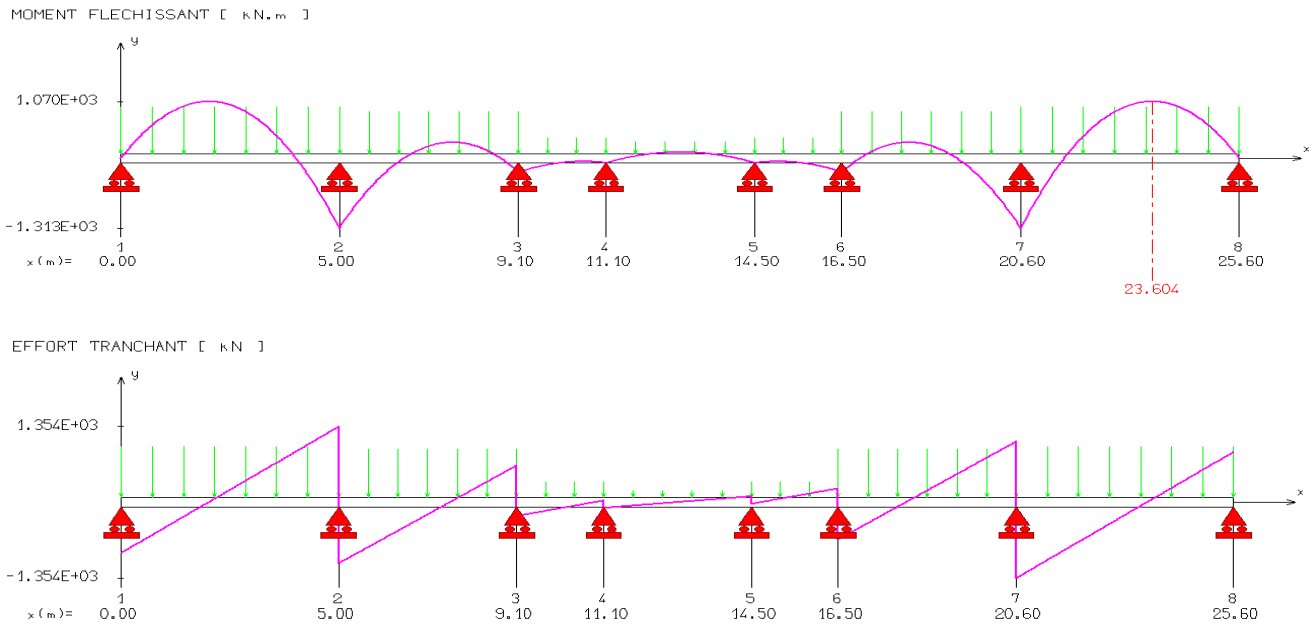


Figure VI.11: Les diagrammes des sollicitations dans les nervures à l'ELU(sens X-X).

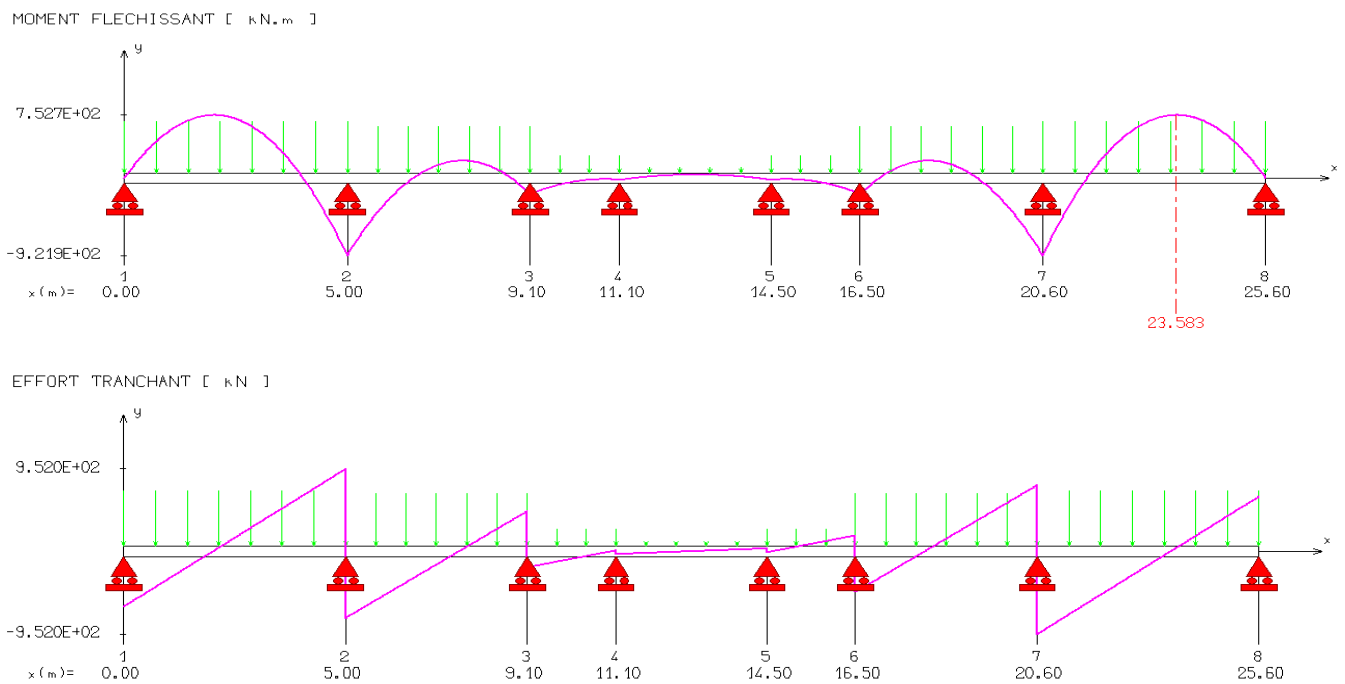


Figure VI.12 : Les diagrammes des sollicitations dans les nervures à l'ELS(sens X-X)..

➤ Sens Y-Y :

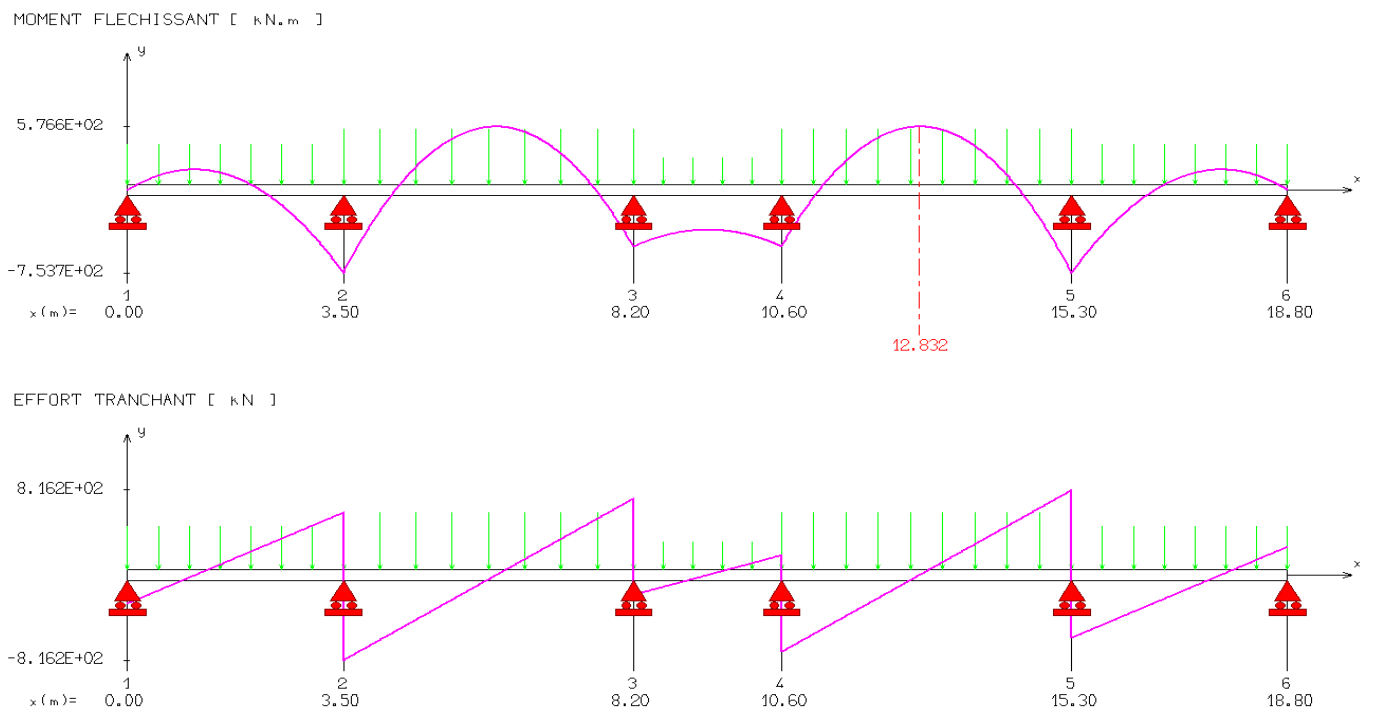


Figure VI.13 : Les diagramms des sollicitations dans les nervures à l'ELU (sens Y-Y).

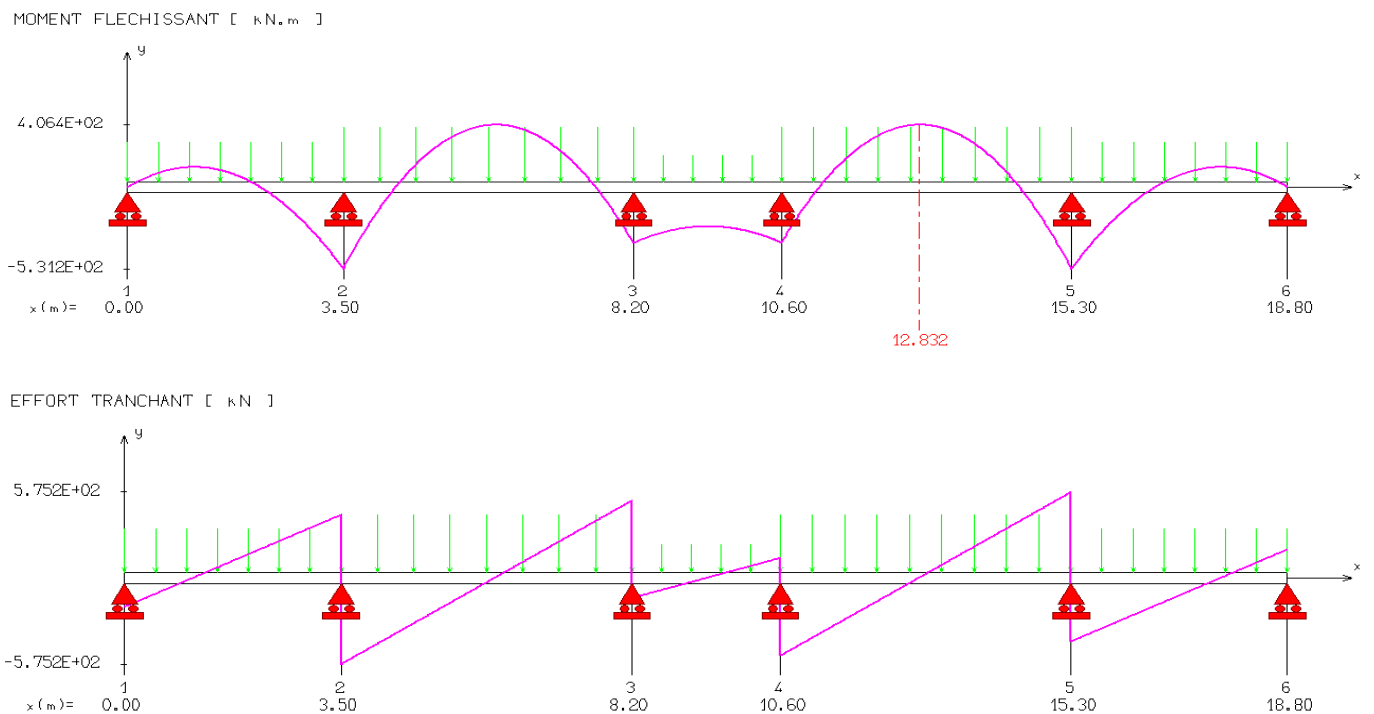


Figure VI.14: Les diagramms des sollicitations dans les nervures à l'ELS(sens Y-Y).

☞ **Remarque :**

On observe que les valeurs des sollicitations maximales sont importantes cela nous conduit à obtenir des sections de ferrailage élevées aux niveaux des nervures ce qui va nous poser une difficulté dans la disposition des aciers.

Pour résoudre ce problème et faciliter la disposition constructive on va augmenter les dimensions de ces poutres.

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 95\ cm} \\ \mathbf{b = 60\ cm} \end{array} \right.$$

VI.6.2.Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple et basé sur les sollicitations les plus défavorables qui sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Les sollicitations dans les nervures.

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_{\max} (KN.m)	-1313	-921,90	-753,70	406,40
M_{\min} (KN.m)	1070	752,70	576,60	-531,20
T_{\max} (KN)	1354	/	816,20	/

❖ Calcul des armatures longitudinales :

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau ci-après:

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 60 \text{ cm} \quad ; \quad C = 5 \text{ cm} \\ h = 95 \text{ cm} \quad ; \quad f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \\ d = 0,9h = 85,5 \text{ cm} ; \quad \sigma_{st} = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Tableau VIII.11: Ferrailage longitudinal des nervures dans les deux sens.

Sens	Zone	M_u (KN.m)	A (cm ²)	Choix des barres	$A_{adoptée}$
X-X	Appuis	1313	47,14	6T20 filante + 6T20 chap + 6T16 chap	49,76
	Travée	1070	37,46	6T20 filante + 10T16 chap	38,96
Y-Y	Appuis	753,70	25,61	6T16 filante + 10T14 chap	27,45
	Travée	576,60	19,29	6T16 filante + 6T14 chap	21,30

❖ Calcul des Armatures transversales :

$$\phi_t = \frac{\phi_{Lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 5,67 \text{ mm} \quad \Longrightarrow \quad \text{On choisie 3 cadre + un étrier de } \emptyset 8$$

➤ Espacement minimal :

▪ Selon le BAEL91 :

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

▪ Selon le RPA 2003 :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\emptyset_L) = (23,75 ; 24) = 23,75 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad S_t = 15 \text{ cm}$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 = 47,5 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad S_t = 20 \text{ cm}$

❖ **Calcul des armatures de peau : (Art. A.8.3/ BAEL91 modifiées 99).**

Des armatures de peau seront disposées parallèlement à la fibre moyenne des nervures ; leur section est d'au moins égal à 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction.

Nous adopterons : $A_p = 2T14 = 3.08 \text{ cm}^2$ comme armatures de peau.

❖ **Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2$$

▪ **Sens X-X**

- Aux appuis : $A_a = 20,6 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- En travée : $A_t = 16,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

▪ **Sens Y-Y**

- Aux appuis : $A_a = 14,19 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

- En travée : $A_t = 12,3 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 4,53 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\}$$

Avec : $\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

Tableau VI.12 : Vérifications des contraintes tangentes dans les nervures.

	V_u (KN)	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Vérification
Sens X-X	1354	2,63	3,33	C.V
Sens Y-Y	816,20	1,59	3,33	C.V

❖ Vérification à l'ELS :

➤ Etat limite de compression de béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s+A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s+d'A'_s)}{7.5(A_s+A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes de compression dans le béton des nervures.

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm)	K (N/mm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
Sens X-X	Appuis	921,90	49,76	35,33	2760694,78	0,033	11,65	15	C.V
	Travée	752,70	38,96	32,22	2327940,35	0,032	10,31	15	C.V
Sens Y-Y	Appuis	531,20	27,45	28,07	1800376,91	0,029	8,12	15	C.V
	Travée	406,40	21,30	25,32	1481765,81	0,027	6,83	15	C.V

➤ Etat limite d'ouverture des fissures:

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$ Avec : $\sigma_s = 15 \times K (d - y)$

Tableau VI.14 : Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures.

		M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm)	K (N/mm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Sens X-X	Appuis	921,90	49,76	35,33	2760694,78	0,033		201,63	C.V
	Travée	752,70	38,96	32,22	2327940,35	0,032		201,63	C.V
Sens Y-Y	Appuis	531,20	27,45	28,07	1800376,91	0,029		201,63	C.V
	Travée	406,40	21,30	25,32	1481765,81	0,027		201,63	C.V

Vérification des contraintes sous le radier après l'augmentation de sa section :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < 1.5 \sigma_{adm} \quad \text{Avec : } \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

On doit calculer l'effort normal pour la nouvelle section du radier.

D'où :

- Superstructure : $G = 39313,25 \text{ KN}$; $Q = 5459,71 \text{ KN}$
- Poids du radier :

$$G_{\text{rad}} = G_{\text{dalle}} + G_{\text{nerveure}} = (S_{\text{rad}} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (L_X + L_Y))$$

$$G_{\text{rad}} = (488,48 \times 0,4 \times 25) + (0,6 \times 0,95 \times 25 \times 307,4) = 9265,25 \text{ KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{Totale}} = G_{\text{rad}} + G_{\text{bloc}} = 9265,25 + 39313,25 = 48578,5 \text{ KN.} \\ Q_{\text{Totale}} = 5459,71 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

❖ **Sollicitations :**

ELU:

$$N_u = 1,35G_{\text{tot}} + 1,5Q_{\text{tot}} = 73770,54 \text{ KN}$$

ELS:

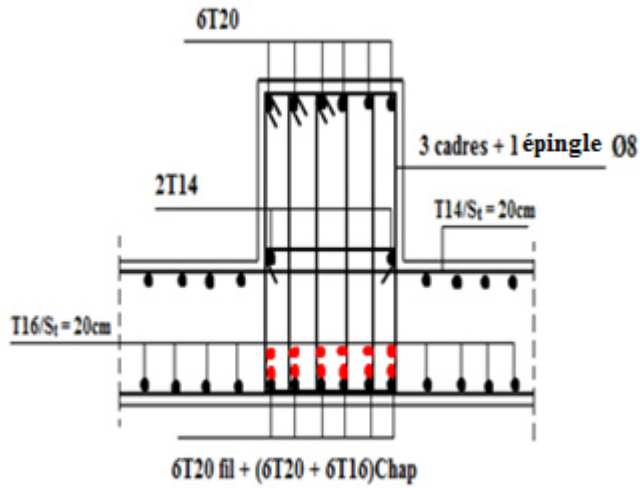
$$N_{\text{ser}} = G_{\text{tot}} + Q_{\text{tot}} = 54038,21 \text{ KN}$$

Tableau VI.15: Vérification des contraintes sous le radier après l'augmentation de la section.

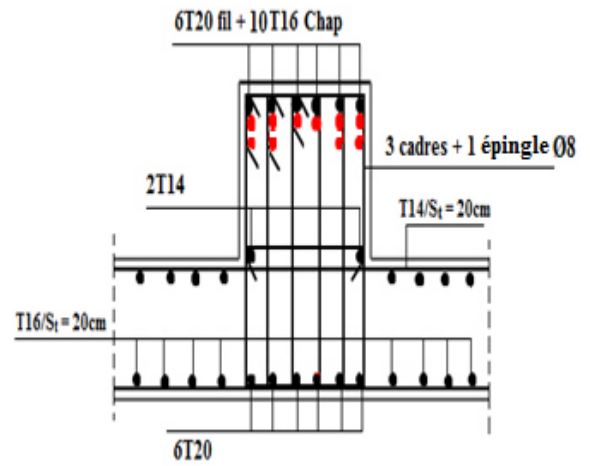
	ELS		ELU	
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N (KN)	54038,21	54038,21	73770,54	73770,54
e (m)	0,22	0,12	0,22	0,12
M (KN.m)	11888,41	6484,58	16229,52	8852,46
S (m²)	488,48	488,48	488,48	488,48
V (m)	13	9,37	13	9,37
I (m⁴)	14433,50	26100,90	14433,50	26100,90
σ₁ (MPa)	0,121	0,112	0,163	0,151
σ₂ (MPa)	0,099	0,107	0,135	0,145
σ_{moy} (MPa)	0,115	0,110	0,156	0,150
σ_{adm} (MPa)	0,255	0,255	0,255	0,255
Vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

VI.6.3. Schéma de ferrailage des nervures:

❖ **Sens longitudinal X-X :**

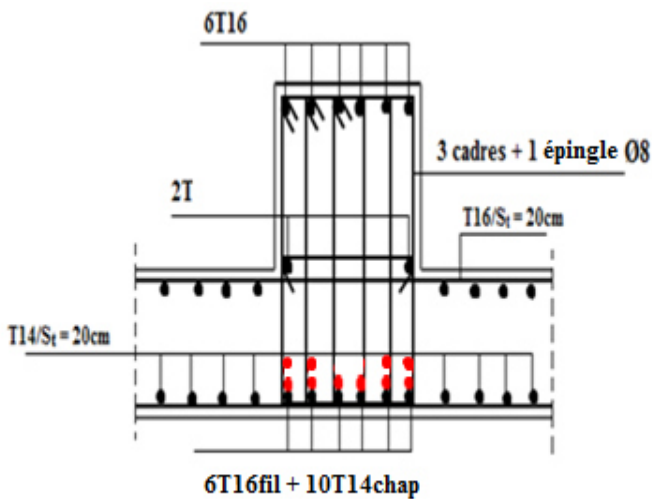


Aux appuis

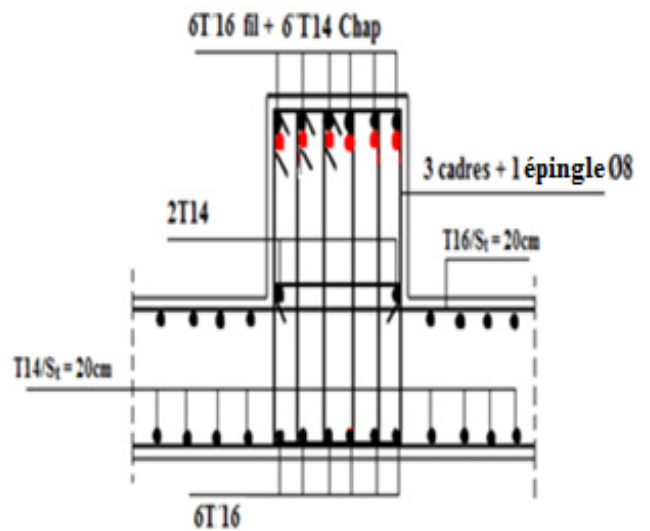


En travée

❖ **Sens transversal Y-Y :**



Aux appuis



En travée

Figure VI.15: Schéma de ferrailage des nervures dans les deux sens.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Cette expérience nous a aidée à mieux approfondir dans notre domaine ,connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement par voiles porteurs en béton armé pour la reprise des charges horizontales dues au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique, la chose qui est difficile à réaliser notamment dans le cas de notre ouvrage.

L'utilisation du logiciel de calcul et d'analyses des structures par éléments finis « ETABS » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier nervuré connu par sa combinaison entre l'aspect technique et économique qui est notre but recherché.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.



Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

☞ Règlements :

RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.

CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

BAEL91V99 : béton armé aux états limites.

DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).

☞ Livres :

Calcul des ouvrages en béton armé.....**BELAZOUGUI.**

Calcul dynamique des structures en zones sismiques.....**ALAIN CAPRA.**

Formulaire du béton armé**VICTOR DAVIDOVICI.**

Conception et calcul des structures de bâtiment**HENRY THONIER.**

Construction en zone sismique.....**VICTOR DAVIDOVICI.**

Thèses traitées par les anciennes promotions.

☞ Cours :

Béton armé

Dynamique des structures

Cours de bâtiment

Résistance des matériaux

Génie parasismique

☞ Logiciels :

ETABS.....Analyse des structures

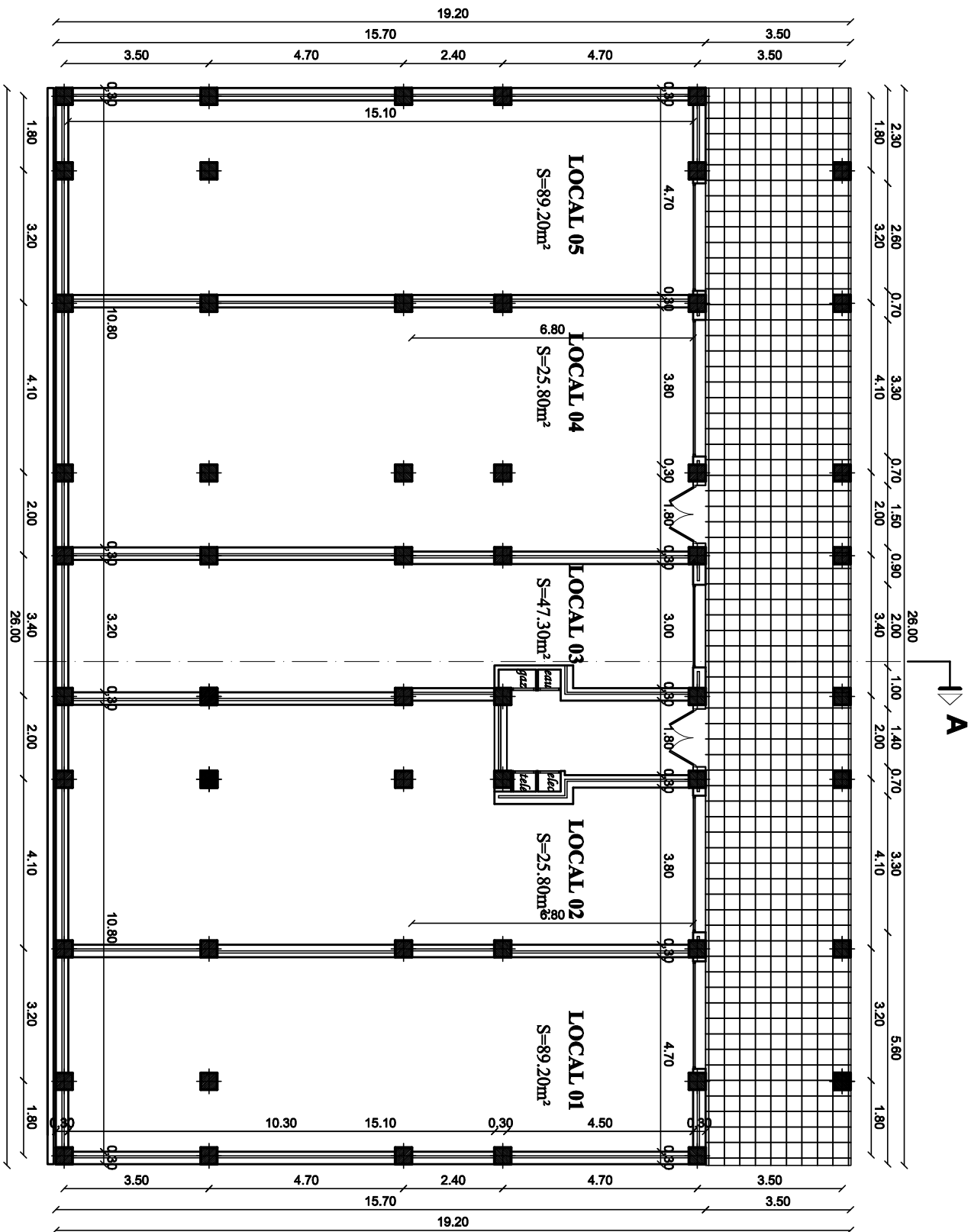
RDM 6.....Calculs des sollicitations

AUTOCADDessin.

EXCEL 2003.....Calcul.

WORD 2003.....Traitement du texte.

SOCOTEC.....Ferrailage

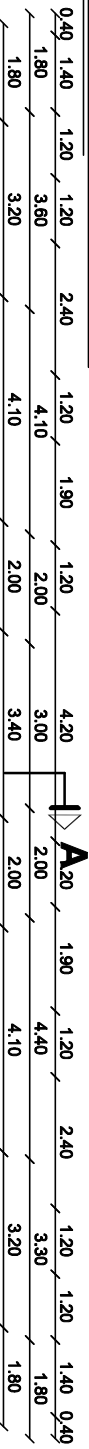
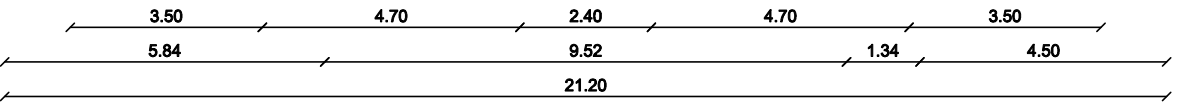
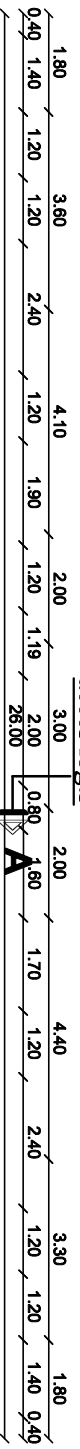
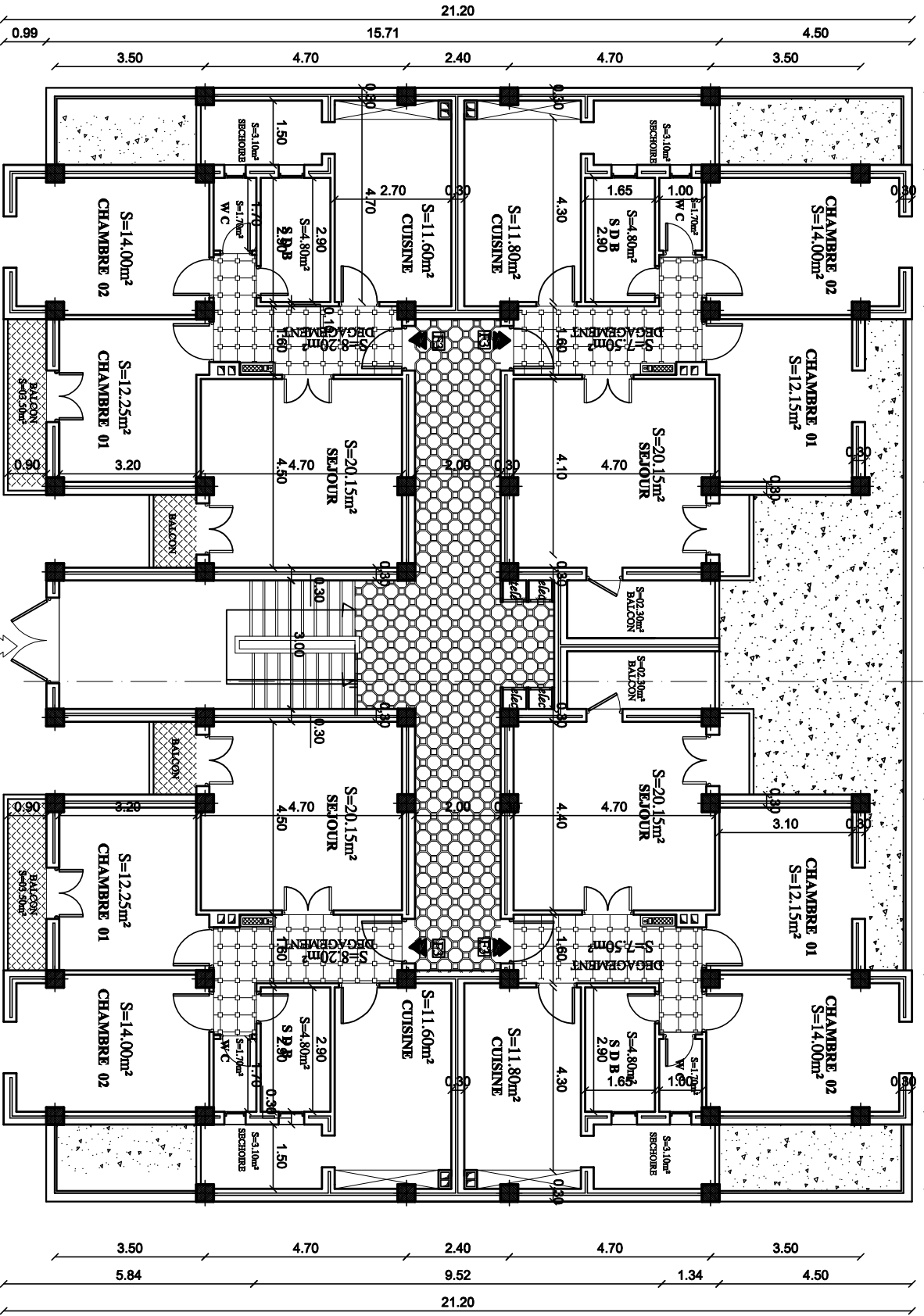


SURFACES COMMERCES

Désignation	Surface
LOCAL 01	S=89.20m ²
LOCAL 02	S=25.80m ²
LOCAL 03	S=47.30m ²
LOCAL 04	S=25.80m ²
LOCAL 05	S=89.20m ²
SURFACE TOTALE	S=286.30 m ²

PLAN ENTIRE SOL

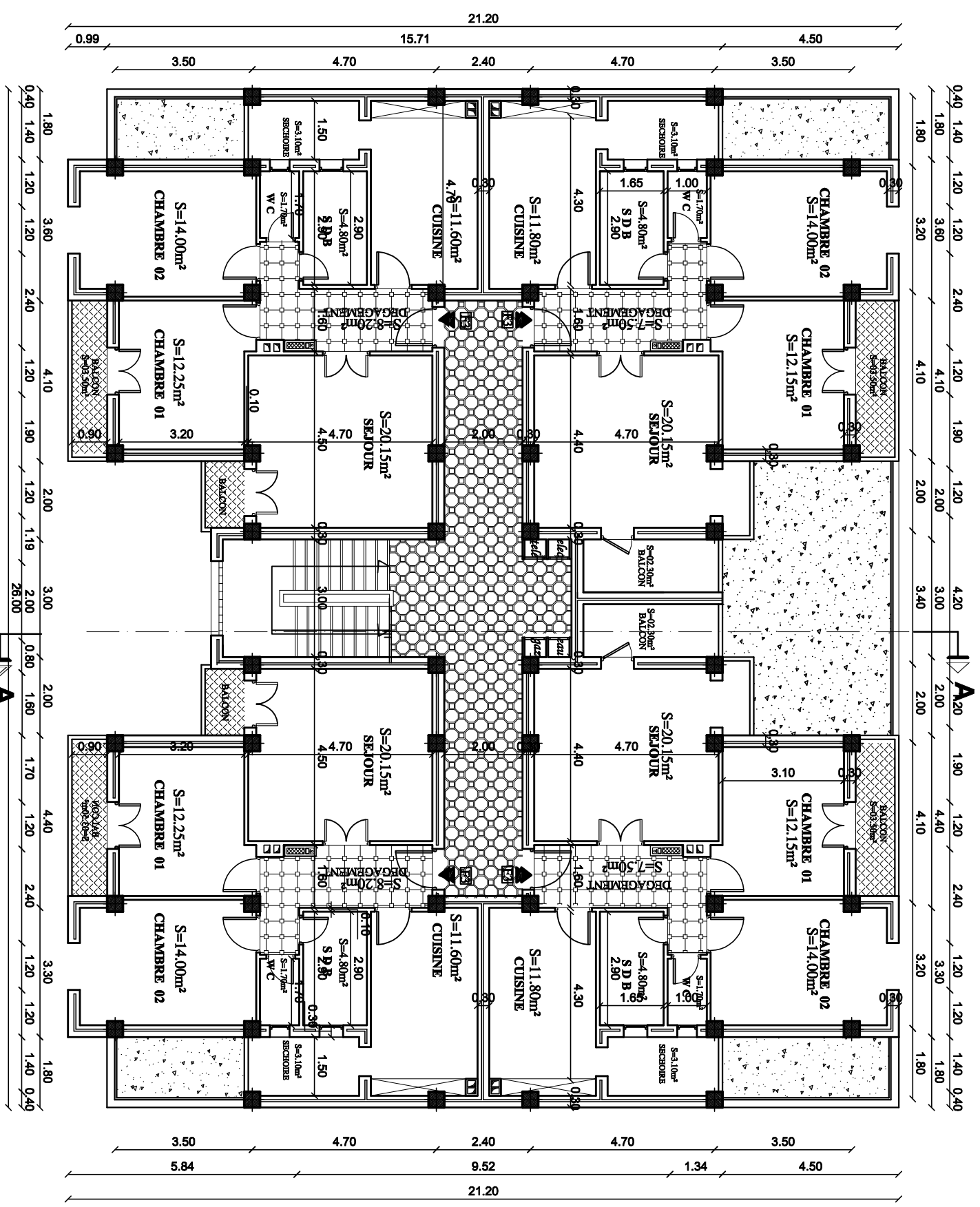
PLAN DU RDCC

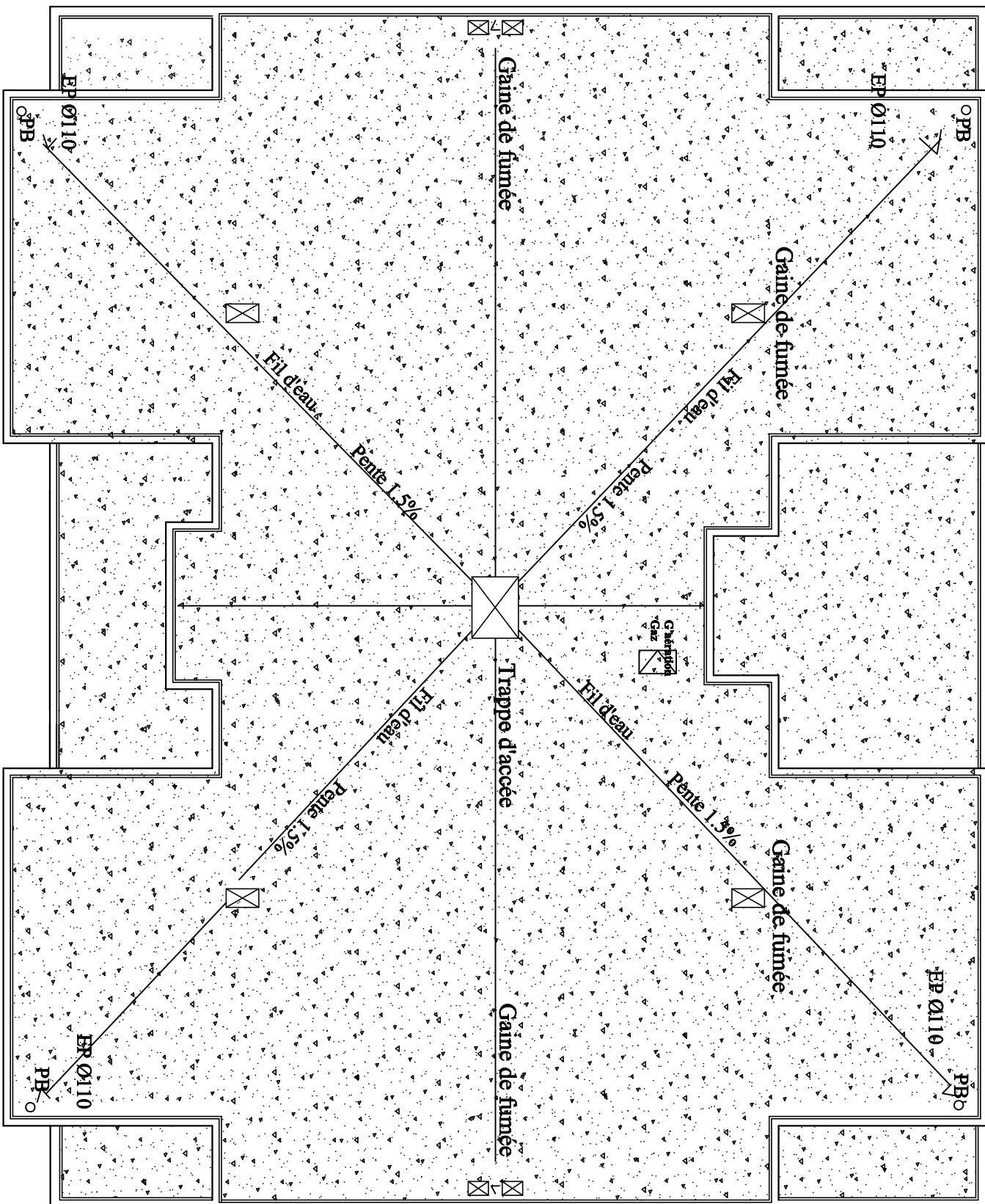


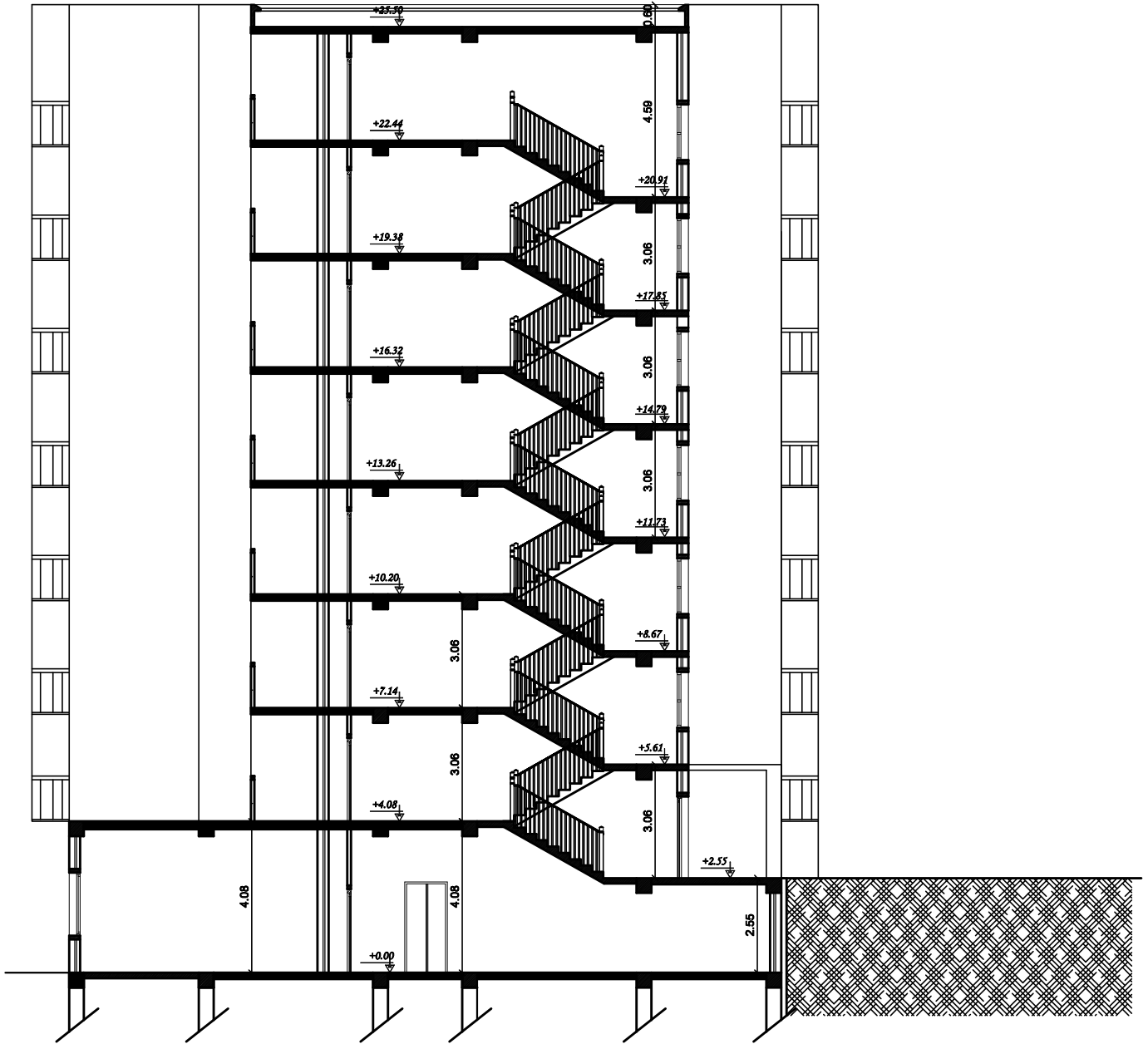
accès logis

A-A

PLAN 1er et 6eme ETAGE

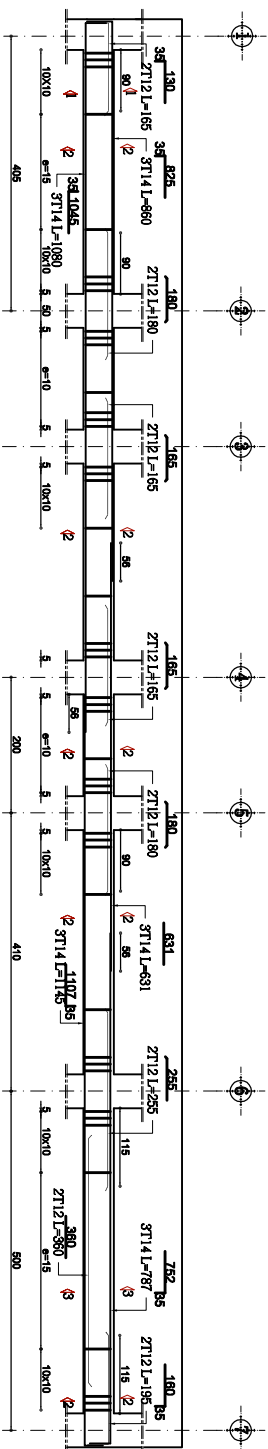




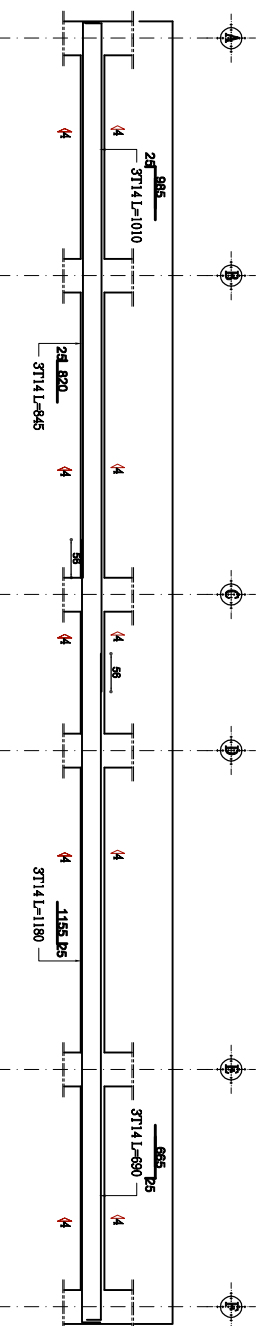


COUPE A-A

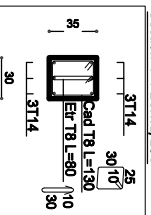
P.P. 30X45 ECH:1/50è



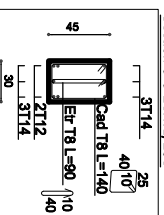
P.S. 30X35 ECH:1/50è



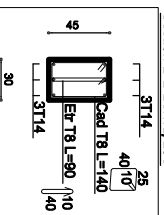
Section 4-4 ECH:1/25è



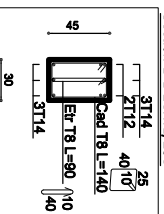
Section 3-3 ECH:1/25è



Section 2-2 ECH:1/25è



Section 1-1 ECH:1/25è



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE BOUIRA

FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

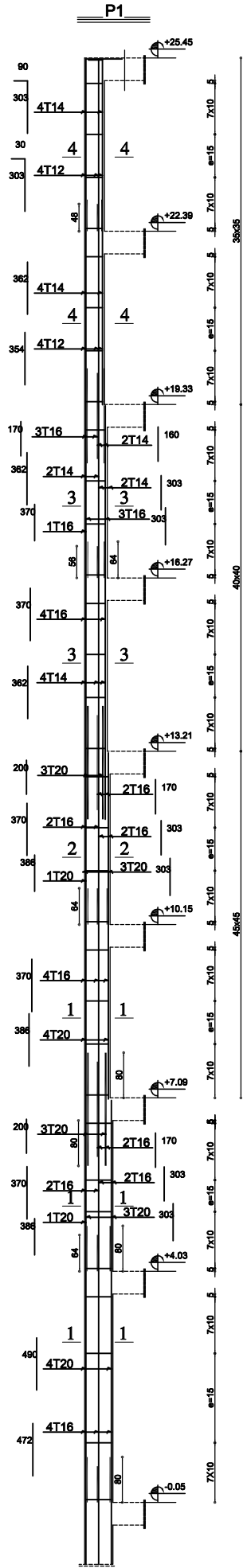
:2017-05-20_108914.png

PROJET DE FIN D'ETUDE:

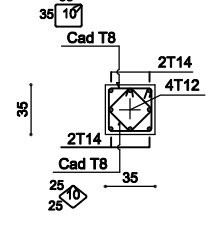
ETUDE D'UN BATIMENT (R++G+E/S)
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE

PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES POUTRES

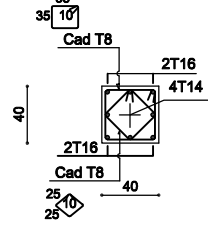
Suivi par:	BET TECHNO -BAT	Promotion:	2018
Etudié par:		Echelle:	
		Plan N° :	



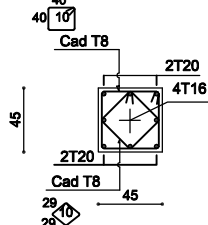
SECT 4 - 4



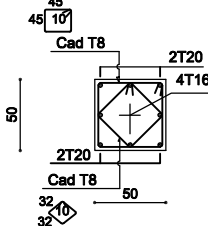
SECT 3 - 3



SECT 2 - 2



SECT 1 - 1



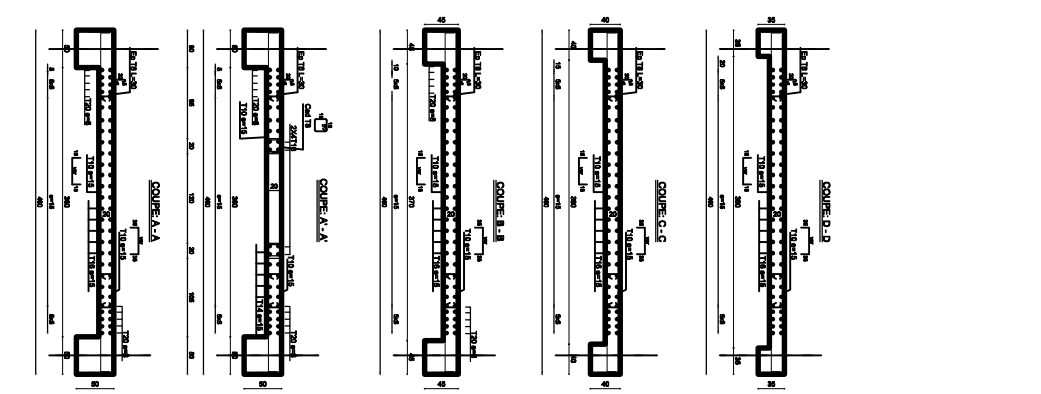
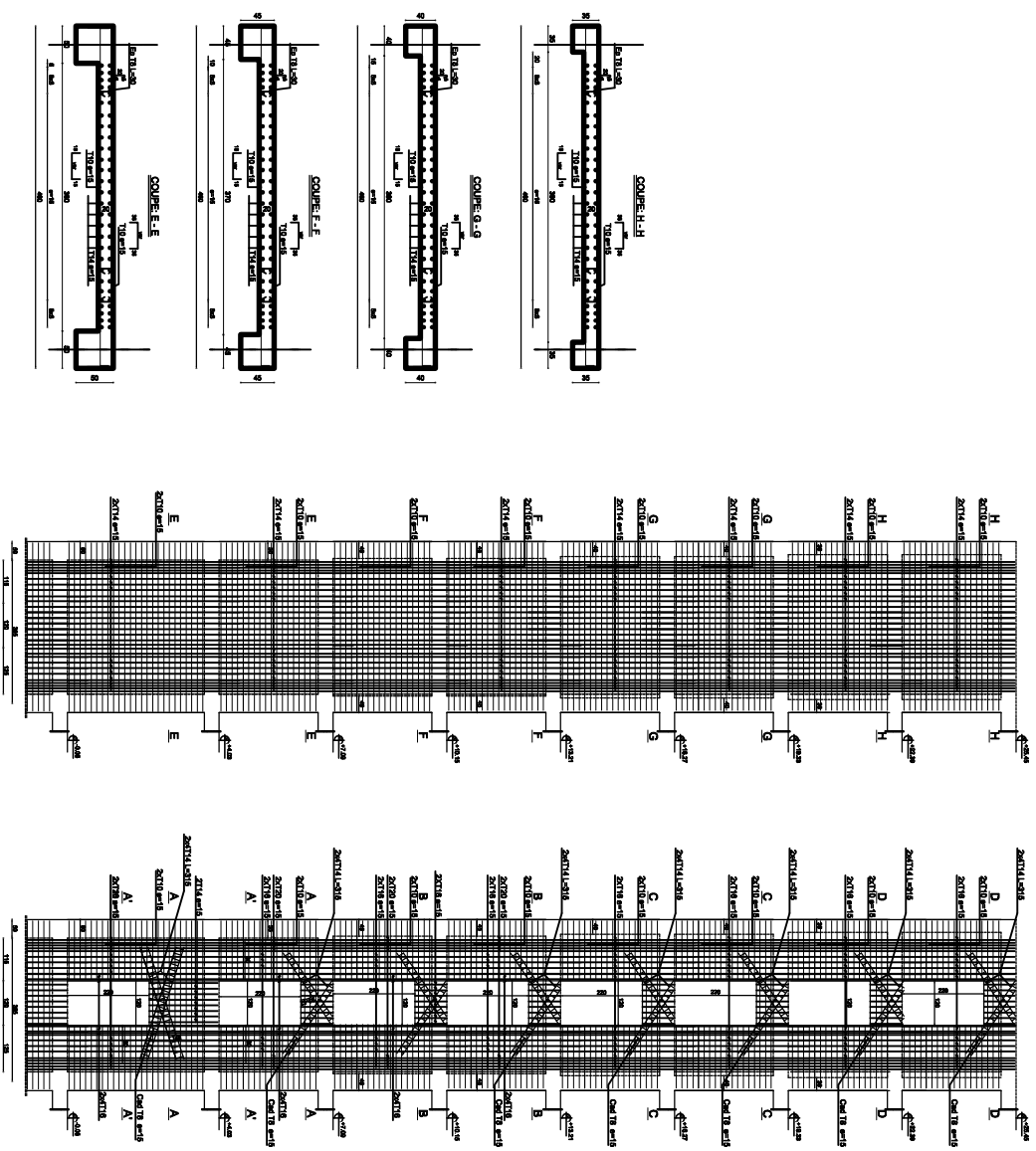
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE BOUIRA
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

\2017-06-20_105914.png

PROJET DE FIN D'ETUDE:
ETUDE D'UN BATIMENT (R+6+E/S)
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE

PLAN DE DE COFFRAGE ET FERRAILAGE DES POTEAUX

Suivi par:	BET TECHNO -BAT	Promotion:	2018
Etudié par:		Echelle:	
		Plan N° :	07

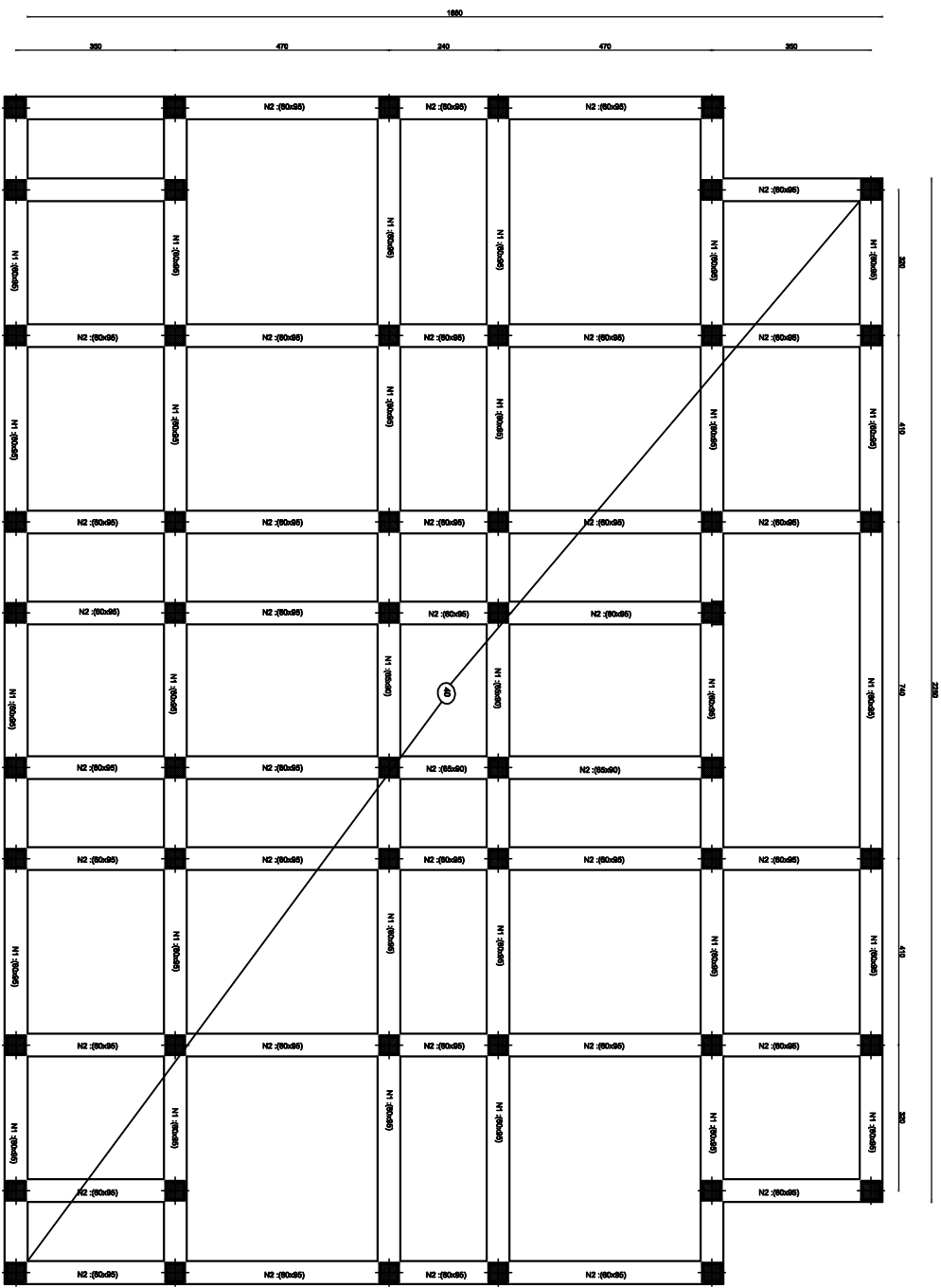


REPUBLICAINE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE AKIL MOHAMMAD OULHADE BOUJRA
FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

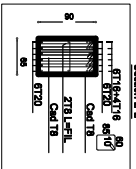
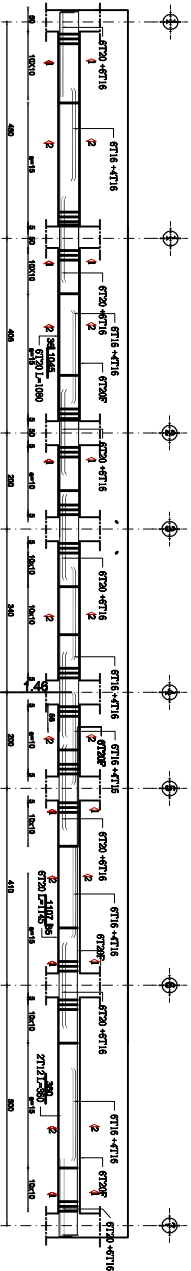
PROJET DE FIN D'ETUDE
ETUDE D'UN BATIMENT (R+4/E+5)
A USAGE D'HABITATION ET COMMERCE

2019-2020, 2019-2020

PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES VOILES	
SAUV par: BET TECHNO-BAT	Promoteur: 2019
Etudié par:	Echelle:
	Plan N° :



NER-65900



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
 UNIVERSITE AKLI MOHAMAD OULHADJE BOUIRA
 FACULTE DES SCIENCES ET DES SCIENCES APPLIQUEES
 DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDE:
 ETUDE D'UN BATIMENT (R+6+ES)
 A USAGE D'HABITATION ET COMMERCIAL

13077-04-20, (08)814-149

PLAN DE DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DES FONDATIONS

Suivi par:	BET TECHNO-BAT	Promotion:	2018
Etude par:		Echelle:	
		Plan N°:	01