

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil



Projet de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.
Option: constructions civils et industrielles.

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+9+SS)
à usage d'habitation service et commercial
contreventé par un système mixte**

Présenté par :

**BOUSLIMANI Sonia
HACID Kenza**

Encadré par :

Mr HAMIZI .M

Année 2019-2020

Remerciements

Notre parfaite gratitude et nos remerciements à Allah le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour mener à bien ce modeste travail.

Nous tenons à remercier nos appuis moraux qui sont nos parents qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien.

Nos remerciements les plus chaleureux et toute notre reconnaissance à notre encadreur M^r.HAMIZI Mohand pour son aide et ses conseils judicieux durant l'élaboration de cet ouvrage .

Mes vifs remerciements sont adressés aux membres de jury, de m'avoir honoré de leur présence et d'avoir voulu évaluer ce travail.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à tous ceux et celles qui de près ou de loin , nous ont porté aides et encouragements.

Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

- ❖ *A la mémoire de mon grand père.*

- ❖ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

- ❖ *A ma meilleurs amie qui m'a collaboré non seulement dans la réalisation de ce projet fin d'étude , mais aussi qui a partagé les bons et les mauvais moments avec moi ,à toi H.Kenza .*

- ❖ *A mes très chères frères et sœurs.*
- ❖ *A toute ma famille sans exception.*
- ❖ *A toutes les merveilleuses personnes qui me sont chères et mes amis qui se reconnaîtrons .*

Penia

Dédicaces

Je dédie ce lapidaire travail :

- ❖ *A la mémoire de mes grands parents et ma tante Karima.*

- ❖ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*

- ❖ *A ma meilleurs amie qui m'a collaboré non seulement dans la réalisation de ce projet fin d'étude , mais aussi qui a partagé les bons et les mauvais moments avec moi ,à toi B.Sonia .*

- ❖ *A mon très chère frère.*
- ❖ *A toute ma famille sans exception.*
- ❖ *A toutes les merveilleuses personnes qui me sont chères et mes amis qui se reconnaîtrons.*

Kenya

Sommaire

CHAPITRE I	Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des Matériaux.	
I.1.	Implantation de l'ouvrage.....	2
I.2.	Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3.	La conception de l'ouvrage.....	3
I.4.	Caractéristiques des matériaux de construction.....	6
CHAPITRE II	Pré dimensionnement et descente de charges .	
II.1.	Introduction.....	18
II.2.	Les planchers.....	18
II.3.	Les portiques.....	21
II.3.1.	Les poutres.....	21
II.3.2.	Les poteaux.....	23
II.3.3.	Les voiles.....	23
II.4.	l'acrotère.....	26
II.5.	les escaliers.....	26
II.6.	Détermination des charges et surcharges.....	28
II.7.	Descente de charges.....	31
II.8.	Conclusion.....	39

CHAPITRE III	Calcul des éléments secondaires	
III.1.	L'acrotère.....	41
III.2.	Etude du planche à corps creux.....	49
III.3.	Balcons.....	76
III.4.	Etude de la salle machine.....	85
III.5.	Etude de l'escalier.....	97
III.6.	Etude de la poutre palière.....	112
CHAPITRE IV	Etude de contreventement	
IV.1 :	Introduction.....	123
IV.2 :	Rigidité des portiques.....	123
IV.3 :	Caractéristiques géométriques de refends.....	127
IV.4 :	Calcul du déplacement des portiques.....	131
IV.5 :	Caractéristique géométrique des voiles.....	134
IV.6 :	Comparaison des inerties des voiles et celle des portique.....	137
IV.7 :	Conclusion.....	138
Chapitre V	Modélisation de la structure et vérifications RPA	
V.1 :	Introduction.....	140
V.2 :	Description du logiciel ETABS	140
V.3 :	Les étapes de la modélisation	140
V.4 :	Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003)	157
Chapitre VI	Ferraillage des éléments structuraux	
VI.1 :	Ferraillage des poteaux.....	174
VI.2 :	Ferraillage des poutres.....	193
VI.3 :	Ferraillage des voiles.....	204

Chapitre VII

Voile périphérique

VII.1. Etude du voile périphérique.....	217
--	-----

CHAPITRE VIII

Fondation

VIII.1. Introduction.....	222
VIII.2. Etude géotechnique du sol.....	222
VIII.3. Choix du type de fondation.....	222
VIII.4. Etude du radier général.....	226
VIII.5. Ferrailage du radier.....	234
VIII.6. Ferrailage du débord.....	239
VIII.7. Ferrailage des nervures.....	240

Table de matières

Liste des Tableaux :

Tableau.II.1 :Charges permanentes du plancher terrasse.....	28
Tableau.II.2 : Poids des différents éléments constituant le plancher des étages courant.....	29
Tableau.II.3 :Charges permanentes du plancher étage courant.....	29
Tableau.II.4 :Charges permanentes du Balcon.....	30
Tableau.II.5 : Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.....	30
Tableau.II.6 : Charges permanentes revenant aux murs intérieurs.....	31
Tableau.II.7 : Charges d'exploitation des différents éléments (DTR-BC-22)...	31
Tableau.II.8 :Coefficient de dégression de charges.....	34
Tableau.II.9 : Dégression des charges d'exploitation.....	35
Tableau.II.10 : Section de poteaux adoptés.....	36
Tableau.II.11 : Vérification des sections poteaux recommandation du RPA...	37
Tableau.III.2.1 : Evaluation des charges et surcharges.....	54
Tableau.III.2.2 : Combinaison des charges.....	54
Tableau.III.2.3 : Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELU.....	64
Tableau.III.2.4 : Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELS.....	64
Tableau.III.2.5 : Récapitulatif des résultats.....	64
Tableau.III.3.1 : Vérification des contraintes de compression dans le béton...	84

Tableau.III.5.1 : Combinaison des charges.....	99
Tableau.III.5.2 : Charge à l'ELU et à l'ELS.....	100
Tableau.IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.....	126
Tableau.IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.....	126
Tableau.IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.....	127
Tableau.IV.4 : rigidités linéaires des poutres dans les sens Y-Y.....	128
Tableau.IV.5 : Flèche dans les refends(moments des aires).....	131
Tableau.IV.6 : Lesinerties fictives des portiques pour chaque niveau dans le sens X-X.....	133
Tableau.IV.7 : Les inerties fictives des portiques pour chaque niveau dans le sens Y-Y	134
Tableau.IV.8 : les inerties fictives des voiles dans le sens longitudinal.....	136
Tableau.IV.9 : Les inerties fictives des voiles dans le sens transversal.....	137
Tableau.IV.10 : Comparaison des inerties dans le sens X-X.....	138
Tableau.IV.11 : Comparaison des inerties dans le sens Y-Y	138
Tableau.V.1 : Valeurs du coefficient C_T	160
Tableau.V.2 : Coefficient d'accélération de zone "A".....	163
Tableau.V.3 : Périodes caractéristique.....	163
Tableau.V.4 : Tableau récapitulatif des différents paramètres.....	164
Tableau.V.5 : Tableau récapitulatif des résultats.....	165
Tableau.V.6 : Vérification de l'excentricité.....	167
Tableau.V.7 : Déplacement relatifs sous l'action E_x et E_y	169
Tableau.V.8 : Déplacement de l'effet du second ordre (l'effet P- Δ).....	172

Tableau.VI.1.1 : Caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle.....	175
Tableau.VI.2.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.....	176
Tableau.VI.3.1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal M_2	181
Tableau.VI.4.1 : Ferrailage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal M_3	182
Tableau.VI.5.1 : Sections d'acier minimales et maximales recommandées par RPA.....	183
Tableau.VI.6.1 : Détermination de la zone nodale.....	184
Tableau.VI.7.1 : Quantité minimale d'armature transversale.....	186
Tableau.VI.8.1 : Vérification de la contrainte tangentielle.....	188
Tableau.VI.9.1 : Vérification la condition de fragilité suivant le sens longitudinal M_2	188
Tableau.VI.10.1 :Vérification la condition de fragilité suivant le sens transversal M_3	189
Tableau.VI.11.1 : Vérifications des contraintes au sens longitudinal M_2	192
Tableau.VI.12.1 : Vérifications des contraintes au sens transversal M_3	192
Tableau.VI.11 : Ferrailage final des poteaux.....	193
Tableau.VI.1.2 : Section des armatures longitudinales.....	194
Tableau.VI.2.2 : Les différentes caractéristiques de béton et l'acier.....	195
Tableau.VI.3.2 : Ferrailage des poutres principale.....	197
Tableau.VI.4.2 : Ferrailage des poutres secondaires.....	197
Tableau.VI.5.2 : Condition de non fragilité.....	198

Tableau.VI.6.2 : Armatures transversales.....	199
Tableau.VI.7.2 : Vérification aux cisaillements.....	200
Tableau.VI.8.2 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	201
Tableau.VI.9.2 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers.....	201
Tableau.VI.10.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	204
Tableau.VI.1.3 : Calcul des armatures verticales.....	209
Tableau.VI.2.3 : Ferrailage des voiles transversaux de 1.30m (VL8).....	216
Tableau.VI.3.3 : Ferrailage des voiles transversaux de 0.9m (VL9).....	217
Tableau.VI.4.3 : Ferrailage des voiles transversaux de 4.8m (VL10).....	218
Tableau.VI.5.3 : Ferrailage des voiles transversaux de 5.7m (VT1).....	219
Tableau.VI.6.3 : Ferrailage des voiles transversaux de 3.38m (VT2).....	220
Tableau VII.1 : Ferrailage du voile périphérique.....	220
Tableau VII.2 : Vérification des contraintes à L'ELS.....	221
Tableau VIII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles Y-Y	224
Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles X-X	224
Tableau VIII.3 : Résultante des charges sous poteaux.....	225
Tableau VIII.4	233
Tableau VIII.5 : Les efforts internes dans les nervures.....	244
Tableau VIII.6 : Calcul des armatures de la nervure.....	244
Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	246

Liste des figures :

Figure I-1 : Escaliers.....	04
Figure I-2 : Diagramme contrainte déformation du béton.....	10
Figure I-3 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	12
Figure I-4 : Règle des trois pivots.....	16
Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux.....	19
Figure II-2 : Dimensions de poutre.....	21
Figure II-3 : Coupe de voile en élévation.....	24
Figure II-4 : Coupe de différents types de voile en plan.....	24
Figure II-5 : Coupe verticale de l'acrotère.....	26
Figure II-6 : Volée de l'escalier.....	27
Figure II-7 : Coupe verticale d'un plancher des étages courants.....	29
Figure II.8 : Détail des constituants d'un mur extérieur.....	31
Figure II.9 : Coupe vertical d'un mur intérieur.....	31
Figure II.10 : Surface d'influence du poteau C3.....	32
Figure II.11 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation.....	34
Figure III.1.1 : Schéma descriptif.....	41
Figure III.1.2 : Coupe transversale.....	41
Figure III.1.3 : Schéma statique.....	42
Figure III.1.4 : Diagramme des efforts internes.....	43

Figure III.2.1 : Coupe transversale du plancher.....	50
Figure III.2.2 : Corps creux et un treillis soudé (15*15)cm ²	51
Figure III.2.3 : Schéma statique de la poutrelle.....	52
Figure III.2.4 : Table de compression.....	53
Figure III.2.5 : Coffrage de la poutrelle.....	65
Figure III.2.6 : Ferrailage de la poutrelle en travées.....	76
Figure III.2.7 : Ferrailage de la poutrelle aux appuis.....	76
Figure III.3.1 : Coupe verticale de la dalle pleine.....	85
Figure III.4.1 : Coupe verticale de la cage d'ascenseur.....	86
Figure III.4.2 : Diffusion de charges dans le feuillet moyen.....	87
Figure III.5.1 : Schémas statique à l'ELU.....	100
Figure III.6.1 : Dimension de la poutre palière.....	113
Figure III.6.2 : Ferrailage de la poutre palière.....	122
Figure IV.1 : Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.....	129
Figure IV.2 : Lanotion adoptée pour calculer la surface de trapèze.....	130
Figure IV.3 : Diagramme des moments des aires.....	130
Figure VI.1.1 : Caractéristique et sollicitation de la section.....	180
Figure VI.2.1 : Affichage des résultats.....	180
Figure VI.3.1 : Zone nodale des poteaux.....	183
Figure VI.4.1 : Caractéristique et sollicitation de la section.....	191
Figure VI.5.1 : Affichage des résultats.....	191
Figure VI.1.2 : Disposition de l'armature tendue S.S.A.....	196

Figure VI.2.2 : Disposition des armatures S.D.A.....	197
Figure VI.1.3 : Disposition des voiles dans la notre structure.....	207
Figure VI.2.3 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	213
Figure VIII.1 : Semelle isolée.....	223
Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes.....	232
Figure VIII.3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.....	233
Figure VIII.4 : Schéma statique du débord.....	239
Figure VIII.5 : Schéma statique à l'ELU.....	240
Figure VIII.6 : Moment fléchissant à l'ELU.....	240
Figure VIII.7 : Effort tranchant à l'ELU.....	241
Figure VIII.8 : Schéma statique à l'ELS.....	241
Figure VIII.9 : Moment fléchissant à l'ELS.....	241
Figure VIII.10 : Effort tranchant à l'ELS.....	242
Figure VIII.11 : Schéma statique à l'ELU.....	242
Figure VIII.12 : Effort tranchant à l'ELU.....	242
Figure VIII.13 : Moment fléchissant à l'ELU.....	243
Figure VIII.14 : Schéma statique ELS.....	243
Figure VIII.15 : Moment fléchissant à l'ELS.....	243

LISTE DES SYMBOLES

La signification des principaux symboles est la suivante :

En majuscules :

A	Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
A _s	Aire d'une section d'acier
A _t	Section d'armatures transversales
B	Aire D'une section de béton
D	Diamètre
E	Module d'élasticité longitudinale
E _b	Module de déformation longitudinale du béton
E _i	Module d'élasticité de l'acier
E _s	Module de déformation instantanée (E _{ij} à l'âge de j jours)
E _v	Module de déformation différé (E _{vj} à l'âge de j jours)
F	Force ou action en général
G	Action permanente, module d'élasticité transversale
Q	Charges d'exploitations
I	Moment d'inertie
K	Coefficient
L	Longueur ou portée,
L _f	Longueur de flambement
M	Moment fléchissant développé par les charges permanentes
M _G	Moment en général, moment de flexion le plus souvent
M _Q	Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations
M _u	Moment de calcul ultime
M _{ser}	Moment de calcul de service
M _t	Moment en travée
M _a	Moment sur appuis
N	Effort normal
S _t	Espacement des armatures transversales
T	Effort Tranchant, période
V ₀	Effort tranchant a la base
K _t	Facteur de terrain
Z ₀	Paramètre de rugosité
Z _{min}	Hauteur Minimale
C _r	Coefficient de rugosité
C _t	Cohésion
C _d	Coefficient dynamique
C _e	Coefficient d'exposition
C _{pe}	Coefficient de pression extérieure
C _{pi}	Coefficient de pression intérieure
C _p	Coefficient de pression nette
R	Force résultante
F _{fr}	Force de frottement
C	Coefficient de topographie

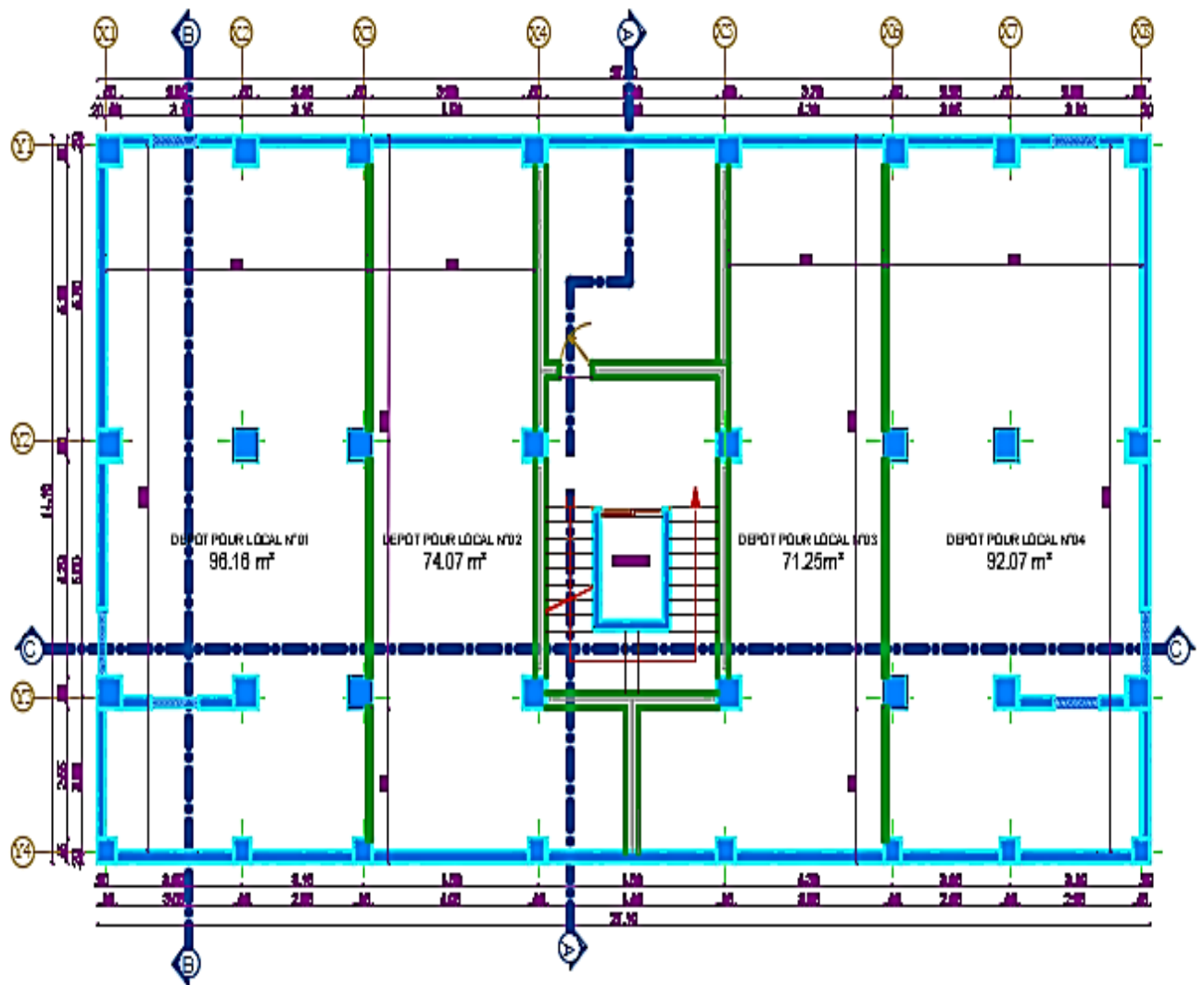
C_c	Coefficient de compression
C_s	Coefficient de sur consolidation
D	Fiche d'ancrage
W	Teneur en eau, Poids total de la structure
W_{sat}	Teneur en eau saturé
W_L	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité
N_q, N_γ, N_c	Facteurs de portance
S_r	Degré de saturation
I_p	Indice de plasticité
I_c	Indice de consistance
S_c	Tassement oedométrique
S_c^T	Tassement total
S_c^{adm}	Tassement admissible
E.L.U	Etat limite ultime
E.L.S	Etat limite service

En minuscules :

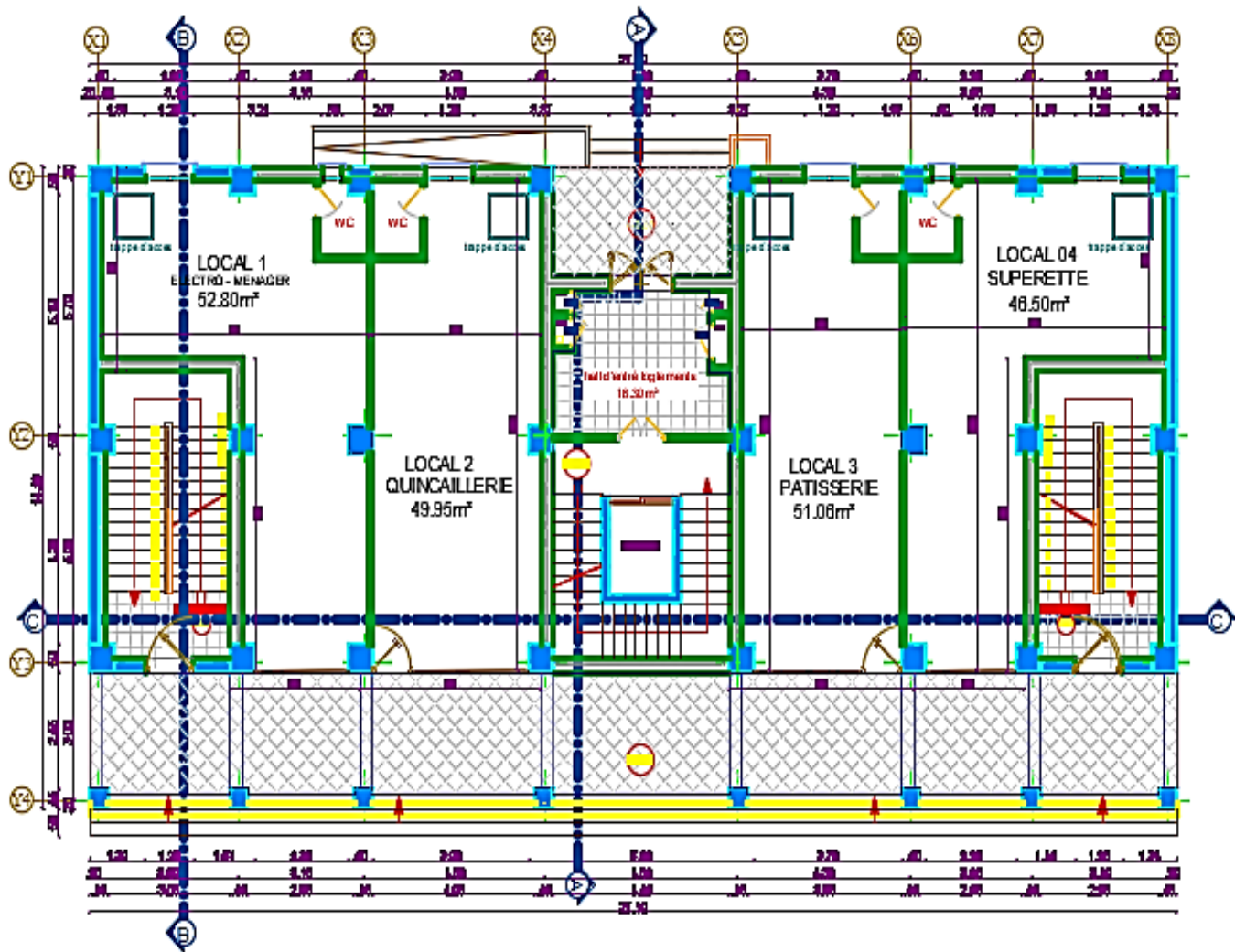
a	une dimension
b	une dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section)
d	distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus com
d'	distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus co
e	épaisseur, Indice des vides
cg	grosueur des granulats
f	résistance d'un matériau (avec indice), flèche
f_e	limite d'élasticité de l'acier
f_{cj}	résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours
f_{tj}	résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours
f_{c28}, f_{t28}	grandeurs précédentes avec j =28 jours
h	hauteur totale d'une section de béton armé
i	rayon de giration d'une section
j	nombre de jours
k	coefficient en général
l	longueur ou portée (on utilise aussi L)
n	coefficient d'équivalence acier-béton
s	espacement des armatures en générales
s_t	espacement des armatures transversales
x	coordonnée en général, abscisse en particulier
y	coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie Profondeur de l'axe neutre
z	coordonnée d'altitude
q_{dyn}	pression dynamique
$q_{réf}$	pression dynamique de référence
q_j	pression dû au vent

En minuscules :

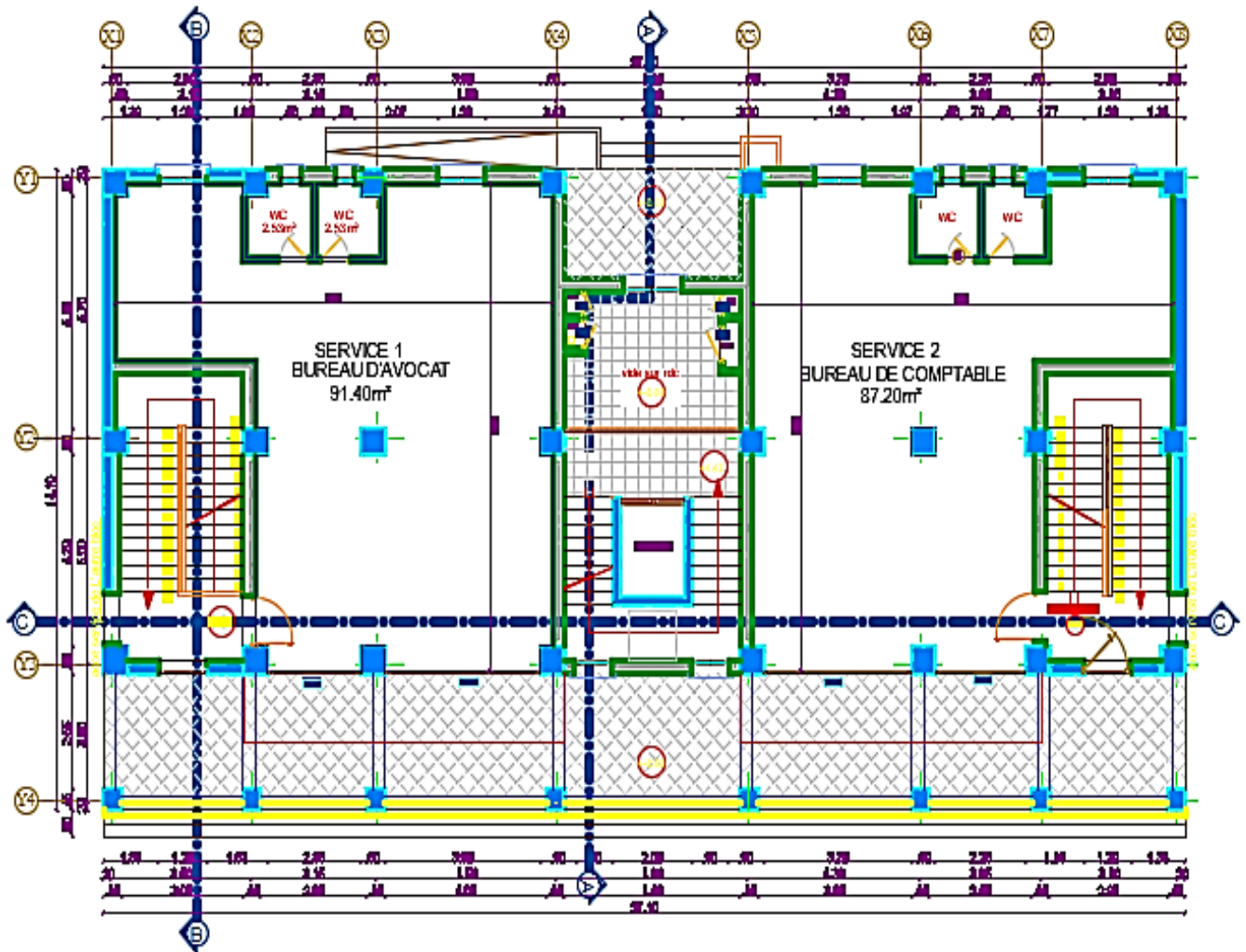
\emptyset	diamètre des armatures, mode propre
γ_s	coefficient de sécurité dans l'acier
γ_b	coefficient de sécurité dans le béton
ε	déformation relative
ε_{bc}	raccourcissement relatif du béton comprimé
ε_s	allongement relatif de l'acier tendu
ε'_s	raccourcissement relatif de l'acier comprimé
η	coefficient de fissuration relatif à une armature
ν	coefficient de poisson, coefficient sans dimension
ρ	rapport de deux dimensions en particulière l'aire d'acier à l'aire de béton
σ	contrainte normale en général
λ	Élancement
τ	contrainte tangente (de cisaillement)
σ_{bc}	contrainte de compression,
σ_{ts} et σ_{sc}	contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s, σ'_s
φ	Angle de frottement,
σ_c	Contrainte de consolidation
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte de traction admissible de l'acier
$\bar{\sigma}_{bc}$	Contrainte de compression admissible du béton
β	Coefficient de pondération
σ_{sol}	Contrainte du sol
σ_m	Contrainte moyenne



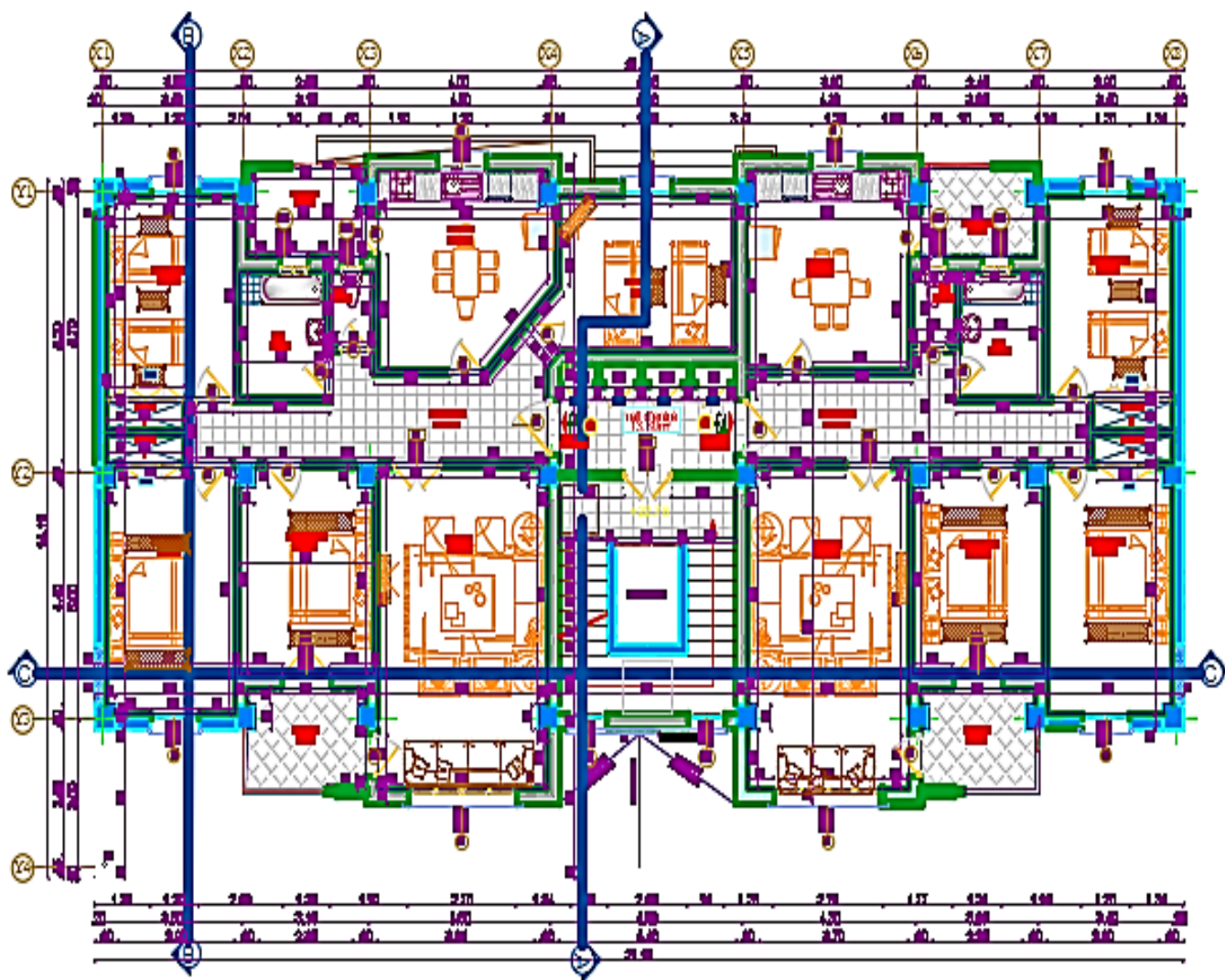
01 Plan de sous sol niv.-3.10m
 NP ECHELLE 1/50



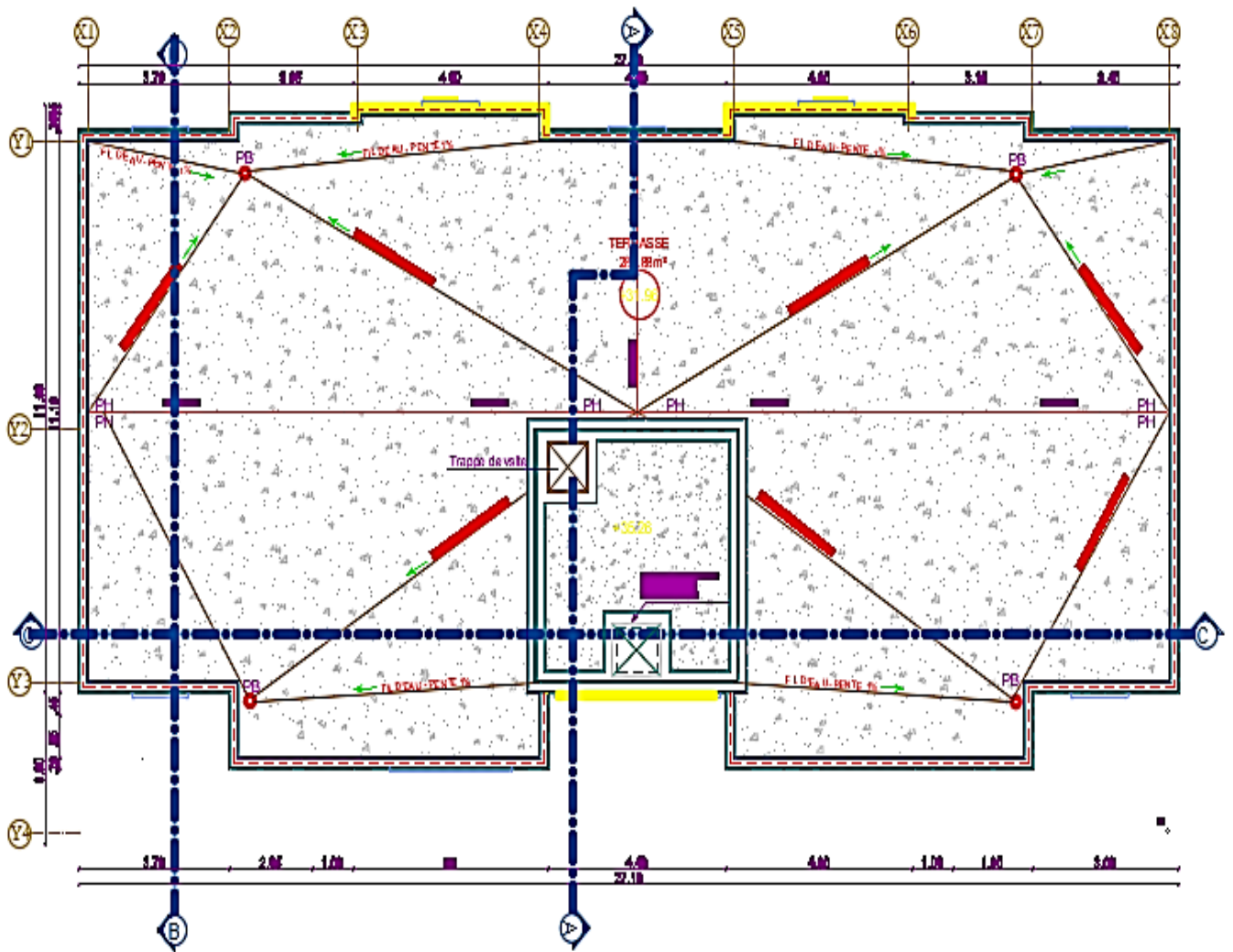
02 Plan de RDC (commerce) niv +0.00m
 NP ECHELLE 1/50



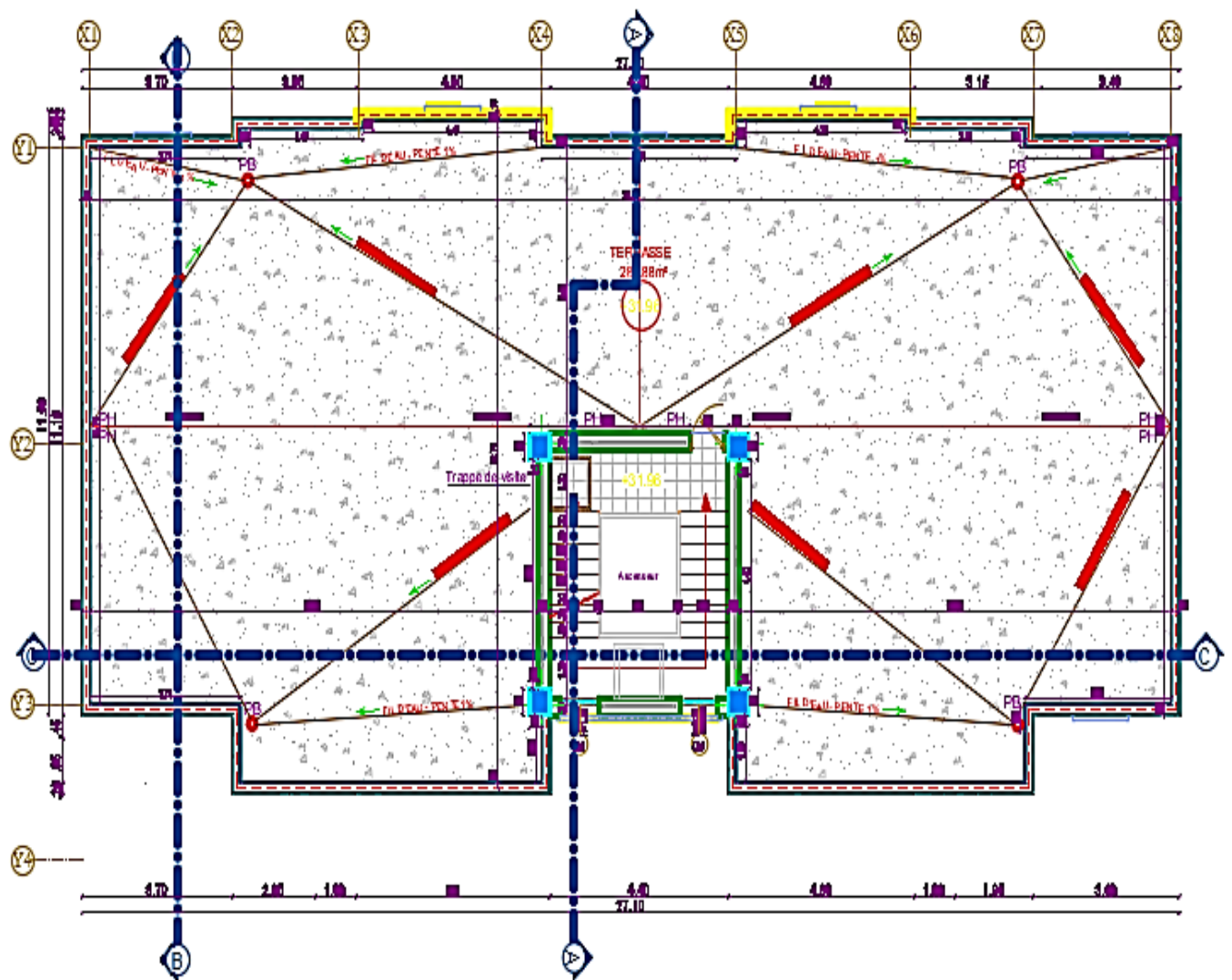
03 Plan de 1er étage (service) niv +4.42m
 NP ECHELLE 1/50



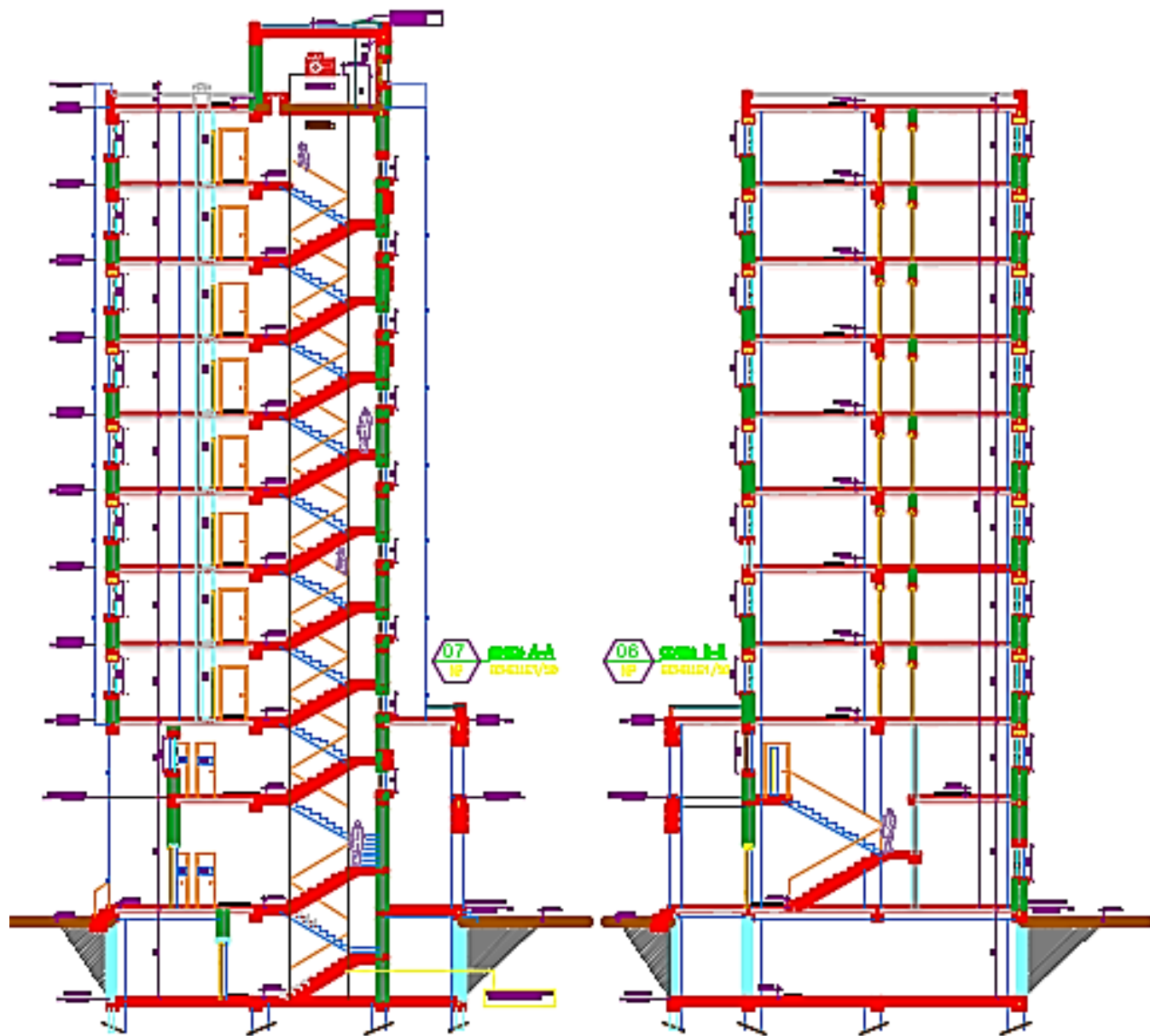
04
NP
Plan D'Etage courant 7
 ECHELLE 1/50

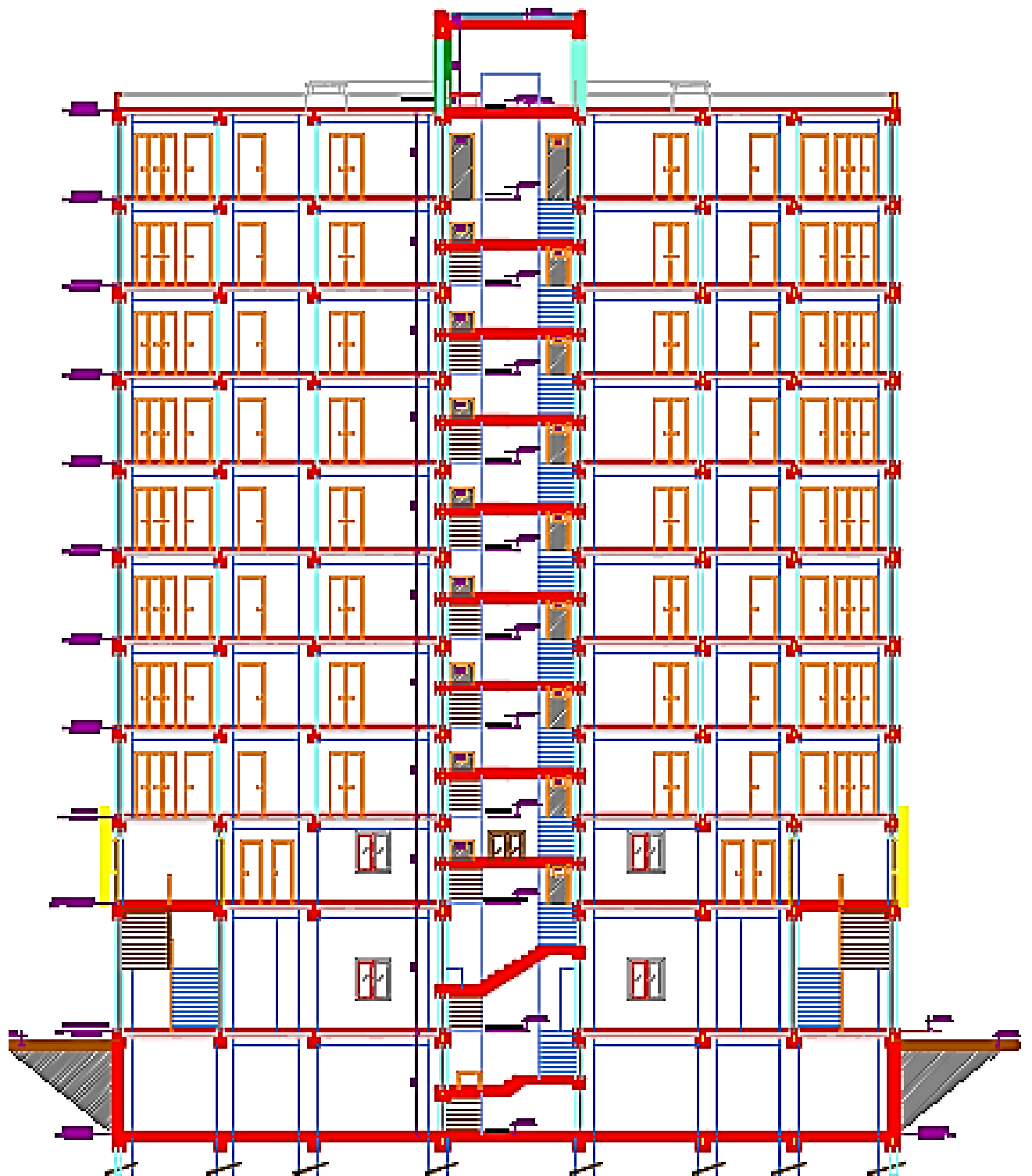


04 Plan De Terrasse
 NP ECHELLE 1/50



04 Plan De Terrasse
 NP ECHELLE 1/50







10 FACCIDE POSTERIEURE
1/50 ECHELLE/ED



09 FASADA PRINCIPALĂ
1/100

Introduction générale

Introduction générale

Construire a été toujours l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. La construction des ouvrages a été depuis toujours, le sujet de beaucoup de questions centrées principalement sur le choix du type d'ouvrage.

Malheureusement ces ouvrages et ces constructions sont toujours endommagés par des risques naturels, tel que : les séismes, les cyclones, les volcans...etc. Et pour construire des structures qui permettent une fiabilité vis à vis ces aléas naturels, il faut suivre les nouvelles techniques de constructions.

La construction parasismique est l'une de ces nouvelles techniques, et elle est incontestablement le moyen le plus sûr de prévention du risque sismique. Elle exige le respect préalable des règles normales de la bonne construction, mais repose également sur des principes spécifiques, dus à la nature particulière des charges sismiques. Ces principes et leurs modes d'application sont généralement réunis, avec plus ou moins de détails, dans les règles parasismiques. (Règlement parasismique algérien "*RPA99 version 2003*"), l'objectif de ces règlements est d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions.

Ce document est organisé comme suit :

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation, des éléments structuraux et non structuraux et des caractéristiques des matériaux utilisés.

Pour toute étude d'une structure, le pré dimensionnement des éléments résistants (poteaux, poutres et voiles) se fait en première étape afin d'entamer l'étude dynamique, C'est le deuxième chapitre.

Dans le troisième chapitre nous intéressons au calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les poutrelles, la dalle machine, les balcons et les escaliers)

Dans le cinquième chapitre nous nous intéressons à la modélisation de la structure et la détermination des modes de vibrations, en renforçant l'ossature par des voiles, on observe ainsi le comportement de la structure jusqu'à la vérification des déplacements.

Pour que la structure résiste aux différentes sollicitations on doit calculer le ferrailage de ses éléments résistants, à partir des résultats obtenus par l'analyse dynamique, qui sera le sixième chapitre.

Dans le chapitre VII, on fait l'étude du voile périphérique qui est une étape essentielle dans un tel projet, pour assurer la stabilité de l'ouvrage.

Introduction générale

Le chapitre VIII consiste à dimensionner et ferrailer les fondations (la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges et les surcharges supportées par l'ouvrage).

Nous terminons ce document par quelque conclusions et perspectives

Chapitre II
Pré dimensionnement et
descentes de charges

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le " *RPA99 version 2003* " [1], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

II.2. Les planchers :

II .2.1. Plancher corps creux :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{CBA93 , Art. B.6.8.4.2.4})$$

Avec : **ht** : Hauteur du plancher.

Lmax: Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens horizontal.

➤ **Remarque :**

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

$$L_{max}=480-25=455$$

$$h_t \geq \frac{455}{22,5} \quad h_t \geq 20,22 \quad \text{on prend : } h_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion**

On a opté pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de corps creux de 16 cm de hauteur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



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

- 1 : Poutrelles ;
- 2 : Corps creux ;
- 3 : treillis soudé ;
- 4 : Dalle de compression.

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique et sa flèche.

Condition de l'isolation acoustique

Selon **CBA93**, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Condition de la résistance au feu (CBA93)

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle est donnée par

➤ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \quad \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{avec } l_x \leq l_y$$

➤ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens

Une dalle porte dans un deux sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \quad \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{avec } l_x \leq l_y$$

➤ **Le nombre d'appuis sur lesquels reposent la dalle pleine (CBA93)**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un seul appui}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{pour une dalle sur deux appuis}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{pour une dalle sur 3 ou 4 appuis}$$

LX : La plus petite portée du panneau de dalle.

LY : La plus grande portée du panneau de dalle.

➤ **Résistance à la flexion (salle machine)**

Dans note cas nous avons :

$$\alpha = \frac{l_x=440}{l_y=440} = 1 \quad 0,4 \leq \alpha \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens (4 appuis)}$$

$$\frac{l_x}{45} < e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{Avec } l_x = 440$$

$$\text{Ceci engendre } \frac{440}{45} \leq e \leq \frac{440}{40} \quad \longrightarrow \quad 9,77\text{cm} \leq e \leq 11\text{cm}$$

Conclusion :

On tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons au choix d'une dalle d'épaisseur **e= 20 cm**

➤ **Résistance à la flexion (Balcon)**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Qui repose sur deux appuis et travaille dans un seul sens.

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{Avec } l_x = 130 \text{ cm}$$

l_x : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$\text{Ceci engendre } \frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30} \quad \longrightarrow \quad 3,71 \text{ cm} \leq e \leq 4,3 \text{ cm}$$

Conclusion :

On prend le max (4, 11, 13) donc **e= 20 cm**

II.3. Les portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.3.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé (horizontales et linéaires). Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « **CBA93** »
- 2- Vérification selon « **RPA 99 version 2003** »

Condition de RPA 99 "version 2003" :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4,0. \end{array} \right.$$

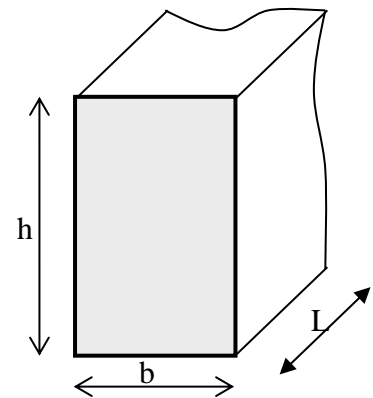


Figure II.2 : Dimensions de poutre

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

a. poutres principales (porteuses) :

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles (suivant X-X)

✓ La hauteur :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

Avec **h_{pp}** : Hauteur de la poutre principale.

L_{max} : Portée libre maximale ente nus des appuis.

$$l_{\max} = 570 - 25 = 545 \text{ cm}$$

$$\frac{545}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{545}{10}$$

$$36,33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 54,5 \text{ cm}$$

On prend **h_{pp} = 50 cm**

✓ **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec **b** : Largeur des poutres

$$0,4(50) \leq b \leq 0,7(50)$$

$$20 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

On prend b=30

Vérification (RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,67 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Les poutres secondaires (non porteuses) :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

✓ **La hauteur**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec **h_{ps}** : Hauteur de la poutre secondaire.

$$l_{\max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{455}{10}$$

$$30,33 \leq h_{ps} \leq 45,5$$

On opte pour une hauteur : h_{ps} = 35 cm

✓ **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35)$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend b= 25 cm

Vérification (RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,4 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Poutres de chaînage :

✓ **La hauteur**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec **h_{pc}** : Hauteur de la poutre de chaînage

$$l_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{524}{10}$$

$$28,33 \leq h_{ps} \leq 42,5$$

On opte pour une hauteur : h_{pc} = 35 cm

✓ **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35)$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend b = 20 cm

Conclusion :

Les dimensions des poutres retenues sont :

Poutres principales : **30x50 cm²**.

Poutres secondaires : **25x35 cm²**.

Poutres de chaînage : **20x35 cm²**.

II.3.2. les poteaux :

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple sous l'effet de l'effort normale ultime choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

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

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Vérifier la section à ELS.

II.3.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

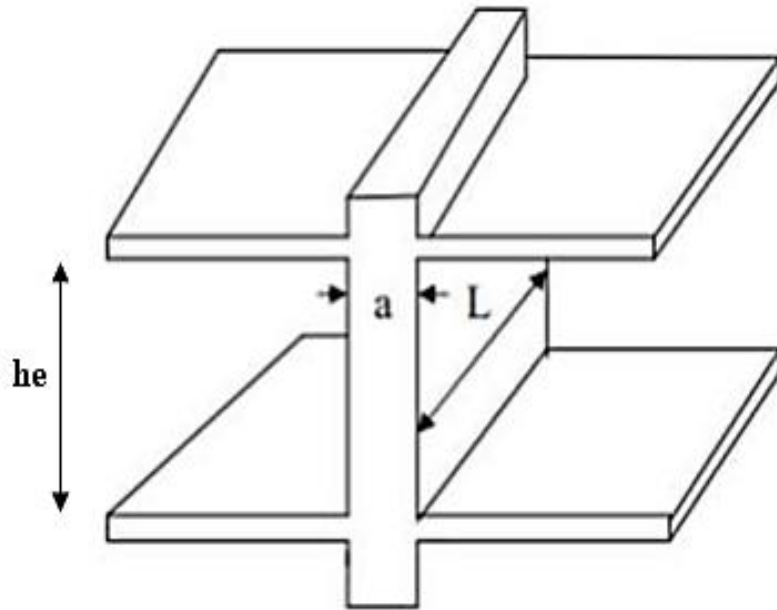


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

II.3.3.1. L'épaisseur et la largeur du voile :

L'épaisseur (a) du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

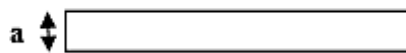
RPA99/Version2003 (Art 7.7.1). $L_{min} \geq 4a$

Avec : **L_{min}** : la portée minimale d'un voile.

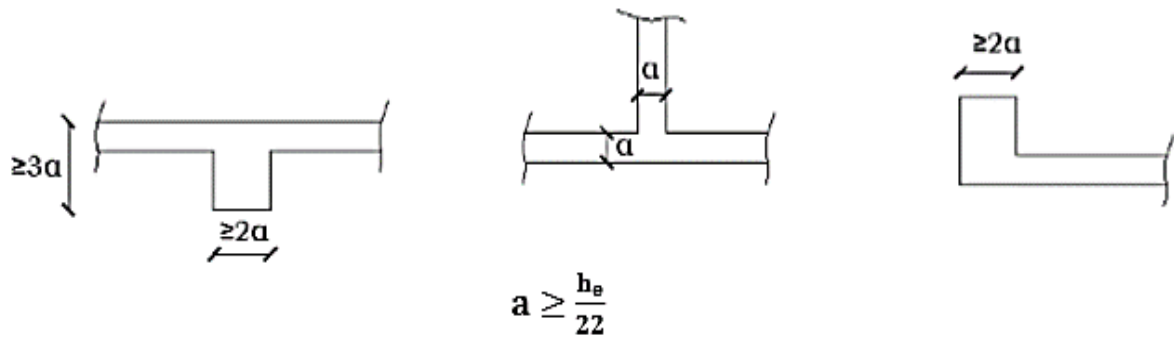
a : épaisseur du voile.

1^{ère} type

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



2^{ème} type



3^{ème} type

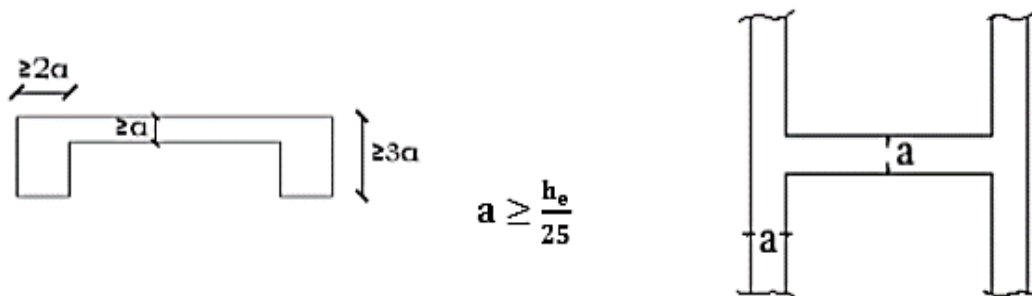
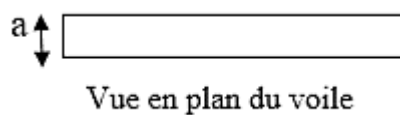


Figure II.4 : coupe de différents types de voile en plan

Dans notre structure on trouve un seul type de voile :

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



✓ Pour le sous-sol : $h_e = 310 - 21 = 289$ cm

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

$$e \geq (11,56 ; 13,14 ; 14,45)$$

✓ Pour RDC : $h_e = 442 - 21 = 421$ cm

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

$$e \geq \max(16,84 ; 19,14 ; 21,05)$$

$$\checkmark \text{ pour 1}^{\text{er}} \text{ étage : } h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(11,4 ; 12,95 ; 14,25)$$

on prend $a = 20 \text{ cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur(L) doit être Au moins égale à 4 fois son épaisseur : $l_{\min} = 4 \times a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

II.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et à une force horizontale.

$$\checkmark \text{ Surface de l'acrotère : } S = 0,6(0,1) + 0,1(0,07) + \frac{0,1(0,03)}{2}$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0685(25) = 1,71 \text{ KN/ml}$$

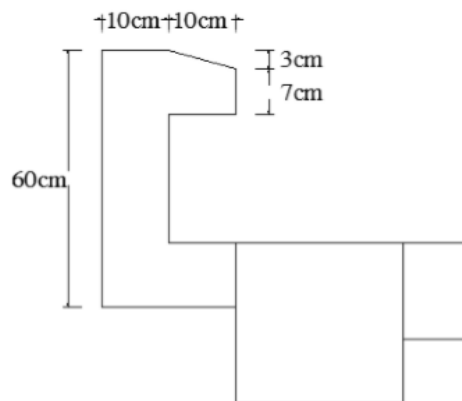


Figure II-5 : coupe verticale de l'acrotère

II .5. Les escaliers :

Les escaliers du bâtiment sont en béton armé coulé sur place, constitués des paliers et des paillasse. Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée
 Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

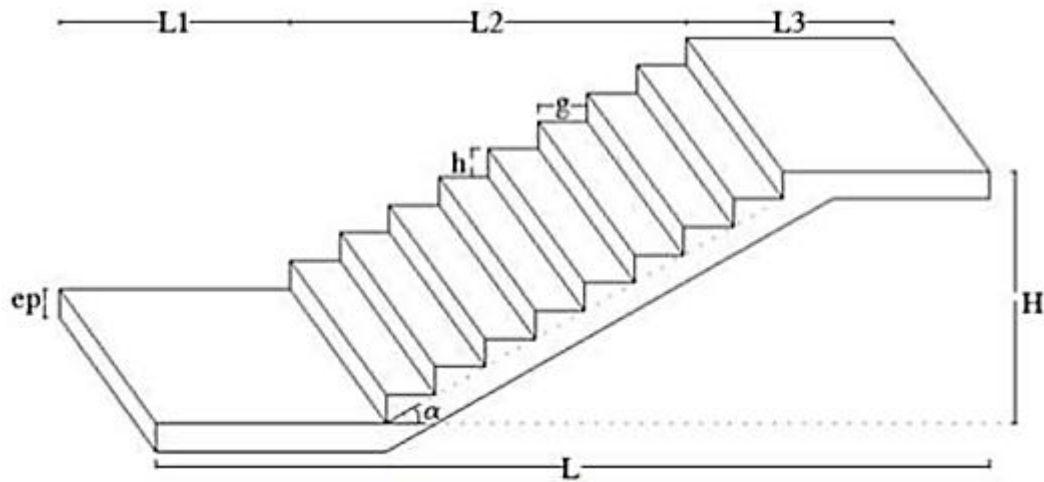


Figure II.6 : Volée de l'escalier

Notations utilisées:

g : giron (largeur des marches).

h : hauteur de la contre marche.

ep : épaisseur de la paillasse et du palier.

H : hauteur de la volée.

L1 : longueur du palier repos.

L2 : longueur projetée de la volée.

L3 : longueur du palier d'arrivée.

II.5.1. dimensionnement :

✓ **Volée escalier de secours :**

•Nombre de contre marches : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Soit $h=18\text{ cm}$ $n = \frac{H}{h} = \frac{442}{17} = 26$ on prend **n= 26 (13 contremarches par volée)**

•Nombre de marches : **m = n-1**

$m= n -1= 13- 1= 12$ marches

•Calcul de la largeur du giron : $28\text{ cm} \leq g \leq 35\text{ cm}$

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{360}{12} = 30\text{ cm}$$

✓ **Volée escaliers (étage courant) :**

•Nombre de contre marches : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Soit $h=18\text{ cm}$ $n = \frac{H}{h} = \frac{310}{17} = 18.23$ on prend $n= 18$ (**9 contremarches par volée**)

•Nombre de marches : $m = n-1$

$m= n -1= 9 - 1= 8$ marches

•Calcul de la largeur du giron : $28\text{ cm} \leq g \leq 35\text{ cm}$

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$$

II.5.2. Vérification de la relation de BLONDEL :

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66\text{ cm}$

$$59 \leq 30 + 2(18) \leq 66$$

II.6. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2) :

Pour déterminer les charges permanentes G et surcharge d'exploitations Q nous allons nous référer au [DTR.B.C.22].

II.6.1.Charges permanentes :

II.6.1.a. Plancher en corps creux :

a.1. Plancher terrasse inaccessible :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Couche de gravillon	0,04	0,80
Mortier de pose	0,02	0,40
Etanchéité multi couche	0,02	0,12
Isolation thermique	0,04	0,16
Forme de pente	0,05	1,10
Plancher (16+4)	0,20	2,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Charge permanente totale Gt		5,58

Tableau .II.1 : charges permanentes du plancher terrasse

a.2. Plancher étage courant :

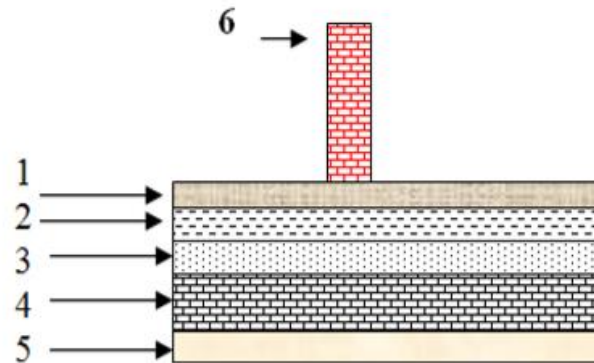


Figure II.7 : Coupe verticale d'un plancher des étages courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Couche de sable	0,02	0,36
4	Plancher en corps creux	0,20	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Cloisons intérieures	/	0,90
Charge permanente totale Gt			5,10

Tableau II.2: Poids des différents éléments constituant le plancher des étages courant.

II.6.1.b. Plancher en dalle pleine :

b.1. Plancher étage courant (porte à faux) :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,44
Mortier de pose	0,02	0,40
Couche de sable	0,02	0,36
Plancher en dalle pleine	0,20	5,00
Mortier de ciment	0,02	0,20
Charge permanente totale Gt		6,40

Tableau .II.3.Charges permanentes du plancher étage courant.

b.2. Balcon :

Éléments	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,44
Mortier de pose	0,02	0,40
Couche de sable	0,02	0,36
Plancher en dalle pleine	0,20	5,00
Enduit de ciment	0,02	0,36
Charge permanente totale Gt		6,56

Tableau .II.4.Charges permanentes du Balcon.

c. Maçonnerie :

c.1. Murs extérieurs : (15 cm+ 5 + 10 cm) :

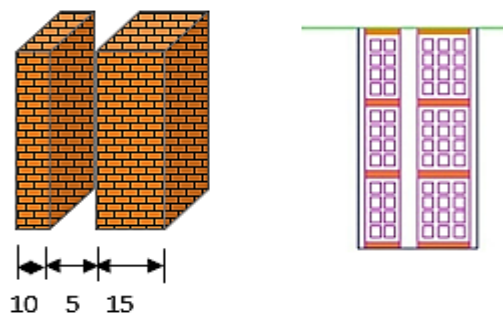


Figure. II.8 : Détail des constituants d'un mur extérieur.

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,15	1,30
3	Lame d'air	0,05	0,00
4	Briques creuses	0,10	0,90
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
	Charge permanente totale Gt		2,76

Tableau .II.5.Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

c.2. Murs intérieurs :

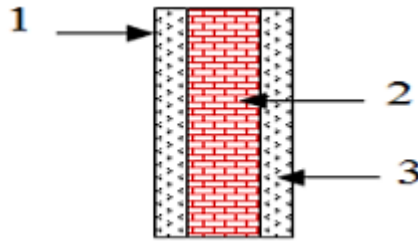


Figure. II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
Charge permanente totale Gt			1,30

Tableau II.6 : Charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

II.5.2. Les charges d'exploitations :

Éléments	Surcharges (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher d'étage courant	1,50
Plancher 1 ^{er} étage (service)	2,50
Plancher RDC (commercial)	5,00
Plancher sous-sol	2,50
Escalier	2,50
Balcon	3,50
Acrotère	1,00

Tableau II.7 : Charges d'exploitation des différents éléments (DTR-BC-22).

II.7. Descente de charges :

La descente de charges a pour objectif de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Les valeurs obtenues permettent de dimensionner les poteaux.

II.7.1. Surface d'influence de poteau :

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque poteau appelées surface d'influence.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau (C.3).

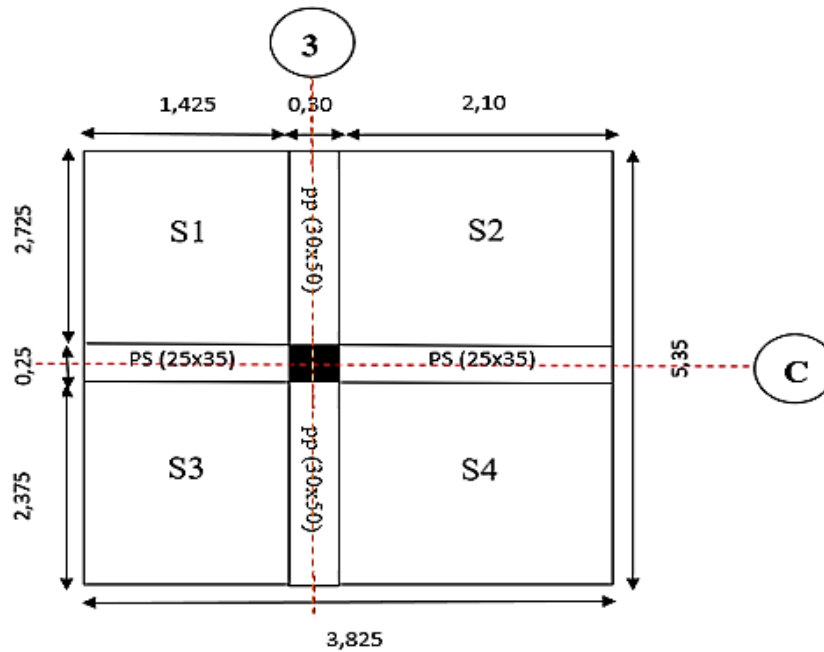


Figure II.10 : Surface d'influence du poteau C3

PP : Poutre principale.

PS : poutre secondaire.

Section nette: $S_n = S1 + S2 + S3 + S4$

$$S_n = [(1,425 \times 2,725) + (2,1 \times 2,725) + (2,375 \times 1,425) + (2,1 \times 2,375)]$$

$$S_n = 17,98 \text{ m}^2$$

Section brute: $S_b = (3,825 \times 5,35) = 20,46 \text{ m}^2$

II.7.1.a. Calcul les poids revenant à chaque élément:

1) Poids du plancher :

On a : $P = G \times S$.

- Plancher terrasse :

$$P = 5,58 \times 17,98 = 100,33 \text{ KN}$$

- Etage courant :

$$P=5,10 \times 17,98=91,698 \text{ KN}$$

2) Poids des poutres :

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L \quad \text{Avec : } \rho : \text{ poids volumique du béton est de } 25 \text{ KN/m}^3$$

L : longueur de la poutre.

- **Poutre principale :**

$$P_p = (0.30 \times 0.50 \times 25) \times 5,35 = 20,062 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$P_s = (0.25 \times 0.35 \times 25) \times 3,825 = 8,367 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids totale } P_t = (P_p + P_s) = 28,429 \text{ KN}$$

3) Poids des poteaux $P_{\text{poteau}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min** (b_1, h_1) ≥ 25 cm pour la zone IIa. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : $b=h=25$ cm.

- **Poids propre de poteaux du sous-sol :**

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3,60 = 5,625 \text{ KN.}$$

- **Poids propre de poteaux de RDC :**

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 4,42 = 6,91 \text{ KN.}$$

- **Poids propre de poteaux des étages courants :**

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3,06 = 4,78 \text{ KN.}$$

4) Surcharge d'exploitation :

- **Plancher terrasse :**

$$Q_0 = 1.00 \times 17,98 = 17,98 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant :**

$$Q_{\text{ec}} = Q_1 = \dots = Q_6 = 1.50 \times 17,98 = 26,97 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher rez de chaussée :**

$$Q_1 = 5 \times 17,98 = 89,90 \text{ KN.}$$

- **Plancher sous-sol :**

$$Q_{\text{ss}} = 2,5 \times 17,98 = 44,95 \text{ KN/ml}$$

II.7.1.b. Dégression des surcharges d'exploitation :

La dégression des surcharges d'exploitation n'est pas obligatoire. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n > 5$$

Avec :

Q₀ : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

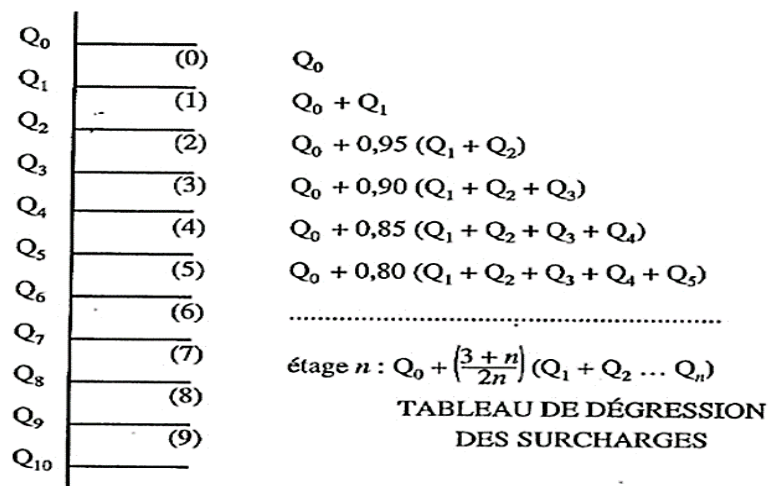


Figure II.11 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation

➤ Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages :

Niveaux	0	1	2	3	4	5	6	7	8	RDC	SS
coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667	0,65

Tableau II.8 : Coefficient de dégression de charges.

➤ Les surcharges cumulées Q_n :

Niveaux	Opération	Résultat (KN)
Terrasse	$Q_0 = 1 \times 17,98$	17,98
8	$Q_0 + Q_1 = 17,98 + 26,97$	44,95
7	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 17,98 + 0,95 (26,97 \times 2)$	69,223
6	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17,98 + 0,90 (26,97 \times 3)$	90,799
5	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17,98 + 0,85 (26,97 \times 4)$	109,678
4	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17,98 + 0,80 (26,97 \times 5)$	125,86
3	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17,98 + 0,75 (26,97 \times 6)$	139,345
2	$Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17,98 + 0,714 (26,97 \times 7)$	152,776
1	$Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17,98 + 0,687 (26,97 \times 7 + 44,95)$	178,559
RDC	$Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 17,98 + 0,667 (26,97 \times 7 + 44,95 + 89,9)$	233,847
SS	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 17,98 + 0,65 (26,97 \times 7 + 44,95 + 89,9 + 44,95)$	257,563

Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation.

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$	Section du poteau $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	
	Poids Des planchers	Poids Des poutres	Poids Des poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _{cumulée}		Section Trouvée	Section adoptée
terrasse	100,33	28,429	4,78	133,539	133,539	17,98	151,519	101,013	35x35
8	91,698	28,429	4,78	124,907	258,446	44,95	303,396	202,264	35x35
7	91,698	28,429	4,78	124,907	383,353	69,223	452,576	301,717	40x40
6	91,698	28,429	4,78	124,907	508,260	90,799	599,059	399,373	40x40
5	91,698	28,429	4,78	124,907	633,167	109,678	742,845	495,230	40x40
4	91,698	28,429	4,78	124,907	758,075	125,860	883,935	589,290	45x45
3	91,698	28,429	4,78	124,907	882,981	139,345	1022,326	681,551	45x45
2	91,698	28,429	4,78	124,907	1007,888	152,776	1160,664	773,776	45x45
1	91,698	28,429	4,78	124,907	1132,795	178,559	1311,354	874,236	50x50
RDC	91,698	28,429	6,91	127,037	1259,832	233,847	1493,679	746,839	50x50
SS	91,698	28,429	5,625	125,752	1385,584	257,563	1643,147	1095,431	50x50

Tableau II.10 : Section des poteaux adoptés.

Conclusion : les sections des poteaux adoptées sont :

- Du sous-sol au 1^{er} étage \longrightarrow **(50x50) cm².**
- Du 2^{ème} étage au 4^{ème} étage \longrightarrow **(45x45) cm².**
- Du 5^{ème} étage au 7^{ème} étage \longrightarrow **(40x40) cm².**
- Du 8^{ème} étage au 9^{ème} étage \longrightarrow **(35x35) cm².**

II.7.2. Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les décalages sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- 1) $\min(b_1, h_1) \geq 25$ [cm]
- 2) $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- 3) $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Avec : b_1 et h_1 les dimensions des poteaux

h_e : hauteur d'étage

Sections des poteaux des différents niveaux	Vérifications des conditions	
(35x35) Du 8 ^{ème} au 9 ^{ème}	$Min(b_1, h_1) = 35 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 35 \geq \frac{306}{20} = 15,3$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(40x40) Du 5 ^{ème} au 7 ^{ème}	$Min(b_1, h_1) = 40 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 40 \geq \frac{306}{20} = 15,3$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(45x45) Du 2 ^{ème} au 4 ^{ème}	$Min(b_1, h_1) = 45 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 45 \geq \frac{306}{20} = 15,3$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(50x50) 1 ^{er} étage	$Min(b_1, h_1) = 50 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 50 \geq \frac{306}{20} = 15,3$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(50x50) RDC	$Min(b_1, h_1) = 50 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 50 \geq \frac{442}{20} = 22,1$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(50x50) Sous-sol	$Min(b_1, h_1) = 50 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 50 \geq \frac{360}{20} = 18$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée

Tableau II.11 : Vérification des sections des poteaux recommandation du RPA.

II.7.3. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations :

Cette instabilité dépend de :

- La longueur du flambement.
- La section (caractéristique géométrique).
- La nature des appuis.

Le calcul du poteau au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 99/ Art.B.8.4.1}).$$

Avec :

- λ : élancement du poteau
- L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7L_0$)
($L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.)
- i : rayon de giration avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : Moment d'inertie : $I = h \times b^3 / 12$
- B : section transversale du poteau. $B = (b \times h) = b^2$

D'où:

$$\frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12}} \sqrt{\frac{12}{bh}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{b^2}} = \frac{0,7L_0}{b} \sqrt{12}$$





Vérification :

- Poteaux du sous-sol (**50x50**) cm^2 : $L_0 = 360$ $\lambda = 17,459 < 35$.
- Poteaux de RDC (**50x50**) cm^2 : $L_0 = 442$ $\lambda = 21,435 < 35$
- Poteaux de l'étage 1 (**50x50**) cm^2 : $L_0 = 306$ $\lambda = 14,84 < 35$
- De l'étage 2 jusqu'à l'étage 4 (**45x45**) cm^2 : $L_0 = 306$ $\lambda = 16,489 < 35$.
- De l'étage 5 jusqu'à l'étage 7 (**40x40**) cm^2 : $L_0 = 306$ $\lambda = 18,55 < 35$.
- De l'étage 8 jusqu'à l'étage 9 (**35x35**) cm^2 : $L_0 = 306$ $\lambda = 21,20 < 35$.

Les résultats de la vérification de la résistance des poteaux au flambement sont vérifiés.

II.8.Conclusion :

Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suit :

- Plancher à corps creux : **(16 + 4) cm.**
- Voiles : épaisseur de **20 cm.**
- Poutres :
 - Poutre principale **(30x50) cm².**
 - Poutre secondaire **(25x35) cm².**
 - Poutre de chaînage **(20x30) cm².**
- Poteaux :
 - De sous-sol au 1^{er} étage  **(50x50) cm².**
 - Du 2^{ème} étage au 4^{ème} étage  **(45x45) cm².**
 - Du 5^{ème} étage au 7^{ème} étage  **(40x40) cm².**
 - Du 8^{ème} étage au 9^{ème} étage  **(35x35) cm².**

Les valeurs de section des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003** et aux conditions de stabilité de forme.

Chapitre I
Présentation de l'ouvrage et
caractéristiques des
matériaux

I.1. Implantation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude sismique et l'étude d'un bâtiment de 11 niveaux (**R+9+SS**) à usage multiple (habitation, bureaux et commerces), cet ouvrage est situé à **OULED FALLI** (wilaya de TIZI-OUZOU). Il est à noter qu'après le séisme de BOUMERDESS (2003), cette région (TIZI-OUZOU) est classée selon le RPA en zone de moyenne sismicité « **zone IIa** ».

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le terrain retenu pour recevoir le projet de 14 logements promotionnel qui est un bloc de (**R+9+SS**) en béton armé composé :

- Un sous-sol destiné à être comme des dépôts.
- Un rez-de-chaussée commercial.
- Le premier étage à usage administratif comporte une terrasse accessible.
- Huit étages à usage d'habitation avec deux logements par niveau : **F5 et F4**.
- Trois cages d'escaliers et une cage d'ascenseur.
- Le dernier niveau : une terrasse inaccessible.

La configuration du bâtiment présente une régularité en plan. D'après la classification des **RPA99 version 2003**:

- Groupe d'usage **2**
- Le bâtiment est implanté dans une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).

I.2.1. Caractéristiques géométriques :

➤ Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....38,56 m
- Hauteur d'un sous sol..... 3,60 m
- Hauteur du rez-de-chaussée.....4,42 m
- Hauteur de l'étage courant 3,06 m

➤ Dimensions en plan :

- Longueur totale27,10 m
- Largeur totale.....14,10 m

I.3. La conception de l'ouvrage :

Le bloc est partagé en deux parties essentielles

- La superstructure.
- L'infrastructure.

I.3.1. La superstructure :

C'est la partie de la construction située au-dessus du sol ; elle contient plusieurs éléments.

a-Ossature

L'ossature du bâtiment est mixte, le système de contreventement est assuré par des Portiques et des voiles en béton armé

Pour ce genre de contreventement il y a lieu de vérifier les conditions suivantes :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi qu'aux sollicitations résultant de leur interaction à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

b- Les planchers :

A l'exception des balcons, ainsi que le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur) ou des dalles pleines, seront prévues, les autres planchers seront réalisés en corps creux et une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées disposées suivant la petite portée . Les planchers assurent trois fonctions principales :

- Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- Reprise des charges et des surcharges.
- Isolation thermique et acoustique. Le plancher terrasse, est inaccessible comporte un complexe d'étanchéité sous une forme de pente de 1.5% facilitant l'écoulement des eaux pluviales.

c- Les escaliers :

C'est un élément en béton armé qui permet d'accéder d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Dans notre cas, les escaliers seront constitués de paillasses et de palier en béton armé.

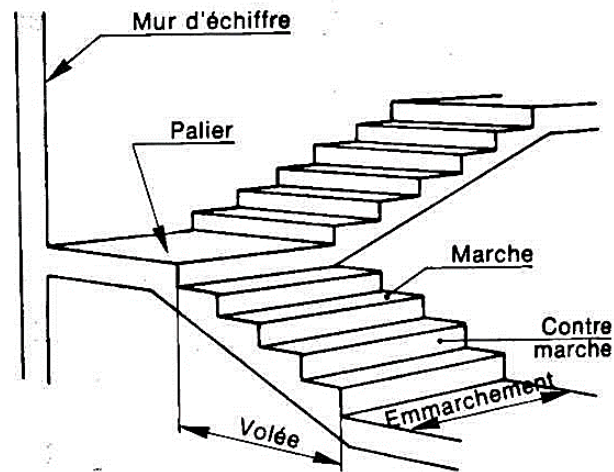


Figure I.1 : escaliers

d- Les séchoirs et les balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine ou corps creux.

e- La cage d'ascenseur :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages, elle sera réalisée en voiles en béton armé coulée sur place.

f- Maçonnerie :

On distingue :

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

Nos parois sont réalisées en briques creuses

- Murs extérieurs :
Le remplissage des façades est en maçonnerie elles sont composées d'une double cloison en briques creuses a 8 trous de 10 cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs :
Cloison de séparation de 10 cm.

G-Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

H- la terrasse :

La terrasse est inaccessible , et l'étanchéité du plancher terrasse est assuré par une forme de pente et un système en multicouches.

I- l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire non structural encastré au plancher terrasse, soumis à une flexion composée due à un effort normal provoqué par son poids propre, et un moment fléchissant provoqué par la main courant.

J -le coffrage :

On opte pour un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I.3.2 .L'infrastructure :

C'est la partie de la construction située au- dessous du sol

➤ **Fondations :**

Les fondations ont pour mission la transmission de charges et surcharges de la superstructure au sol dont elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage .

Le choix de type de fondation à adopter est en fonction :

- **La nature de l'ouvrage à fonder** : bâtiment d'habitation,...
- **La nature du terrain** : connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques.
- **La mise en œuvre des fondations** : terrain sec, présence de l'eau,...

I.4. Caractéristiques des matériaux de construction :

Le béton armé se compose de béton et d'armatures. Il ne représente pas une bonne résistance à la traction ou au cisaillement, l'acier offre une bonne résistance aux efforts de traction, de l'association de ces deux matériaux, il résulte un matériau composite dans lequel chacun répond au mieux aux sollicitations auxquelles il est soumis.

I.4.1. Le béton :

a) Définition :

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser.

On choisira les différentes proportions à donner pour chaque composant, l'ensemble de ces composants est basé avant tous sur l'expérience et sur les résultats obtenus après les essais des éprouvettes à la compression et à la traction.

Donc le problème posé est de définir les pourcentages des différents granulats, dont on dispose pour obtenir le béton avec un dosage approprié en ciment.

Le béton est connu par sa bonne résistance à la compression mais d'autre part à la mauvaise résistance à la traction, pour cela on introduit des armatures pour palier à cet inconvénient pour avoir un béton armé résistant à la compression et à la traction.

b) Composition du béton :

On appelle béton le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables et pierraille) et d'eau et éventuellement des produits d'addition (adjuvants). C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics.

- La qualité du **ciment** et ces particularités dépendent des proportions de calcaire et d'argile ou de bauxite et la température de cuisson du mélange.
- Le béton est constitué de deux types de **granulats** :
 - Sable de dimension inférieure à 5 mm.
 - Gravier de dimension inférieure à 25 mm
- L'**eau** utilisée doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières organiques qui influent sur le durcissement et la cohésion du béton

c) Préparation du béton :

On appelle **dosage** le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton.

➤ La composition ordinaire pour un mètre cube de béton est :

- 350Kg/m³ de ciment CPA325
- 400 L de sable $D_g \leq 5\text{mm}$
- 800 L de gravillon $D_g \leq 25\text{ mm}$
- 210 L d'eau.

Il existe plusieurs méthodes de préparation basées sur la granulométrie parmi lesquelles la méthode de DREUX-GORISSE.

d) Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

- **La masse volumique** : La masse volumique des bétons est comprise entre 2200 et 2400 kg/m³. Cette masse volumique peut augmenter avec la modalité de mise en œuvre, en particulier avec la vibration.
- **Le retrait** : C'est la diminution de longueur d'un élément de béton. On peut l'assimiler à l'effet d'un abaissement de la température qui entraîne un raccourcissement.
- **La dilatation** : puisque le coefficient de dilatation thermique du béton est évalué à 10^{-5} , pour une variation de $\pm 20^\circ\text{C}$ on obtient : $\Delta L = \pm (2/1000) \times \text{longueur}$
- **Le fluage** : C'est le phénomène de déformation provoquée dans le temps sous une charge fixe constamment appliquée.

- **La résistance :**

- **Résistance du béton à la compression :**

- Pour l'établissement des projets, dans les cas courants ; un béton est défini par la valeur de la résistance à la compression mesurée en décroisant des éprouvettes cylindriques de 200cm² de section d=16cm ; h=32cm
 - La résistance est mesurée à l'âge de 28 jours

Selon les règles [BAEL91] la résistance du béton à la compression peut être estimée suivant la loi : $0.685 f_{c28} \cdot \log(j+1)$[BAEL91]

- Si $j \geq 28 \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$
 - La réalisation du projet en étude fait normalement l'objet d'un contrôle régulier ; la résistance caractéristique du béton à adopter sera ainsi :
 - $f_{c28} = 25 \text{MPa}$. (Valeur adoptée pour les constructions civiles et industrielles).

- **Résistance du béton à la traction :**

- La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours notée f_{tj} ; est conventionnellement définie par la relation :
 - $f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$ pour $f_{cj} \leq 40 \text{MPa}$.
 - $f_{c28} = 25 \text{MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$[BAEL91]

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

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

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{MPa}$$

Chapitre I Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux

Le module de déformation différée « E_{vj} » à « j » jours du au fluage est donnée par la formule :

$$E_{vj}=3700(f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{vj}=10819 \text{ MPA}$$

Et sous les mêmes actions le module de déformation transversale est donnée par la relation :

$$G=E / 2*(1+\nu).$$

ν : coefficient de poisson

E : Déformation relative transversale au longitudinale.

Selon les règles[BAEL91] les valeurs de ce coefficient :

$\nu = 0.20$; dans le cas des états limites de service.

$\nu = 0.00$; dans L'E.L.U.

e) Caractéristiques limites du béton :

➤ Contrainte ultime du béton en compression :

On a : $f_{bu} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$; en pratique ; on aura : $f_{cj} = f_{c28}$

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime de compression.

γ_b : coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$; pour les situations accidentelles.

$f_{bu} = 18.47 \text{ MPA}$.

$\gamma_b = 1.50$; pour les situations durables.

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPA}$.

➤ Contrainte ultime du béton au cisaillement :

On a :

$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{ MAP})$; si la fissuration non préjudiciable.

$\bar{\tau}_u = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MAP})$; si la fissuration préjudiciable.

➤ **Contrainte de service du béton en compression :**

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad \text{pour} \quad \sigma_{bc} = 25 \text{MPa}$$

➤ **Diagramme contrainte déformation :**

Pour la vérification à l'état limite ultime, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit « parabole-rectangle » ou bien, dans un but de simplification le diagramme rectangulaire .

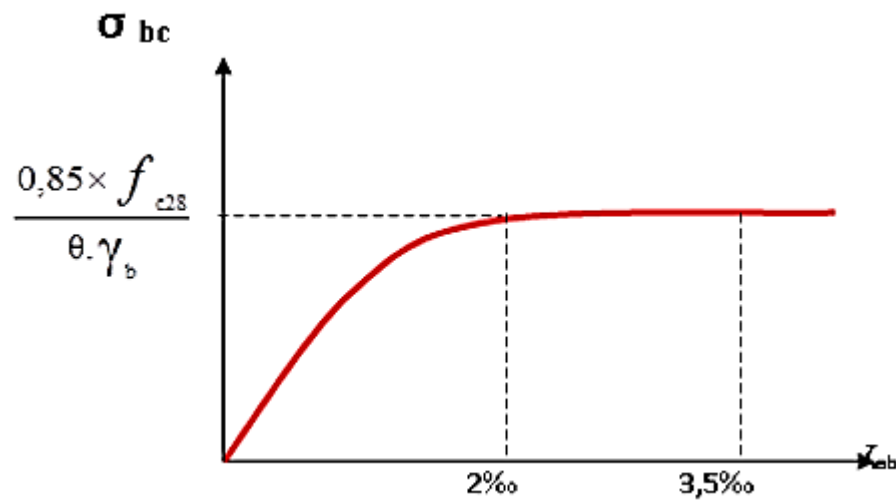


Figure I.2 : Diagramme contrainte déformation du béton

I.4.2. L'ACIER :

a) Définition :

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

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

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

b) Types d'acier :

- Barres lisses (RL) → Fe E 235
- Barre à hautes adhérences (HA) → Fe E 400
- Treillis soudé de diamètre 6 hautes adhérences → Fe E 215

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	F_e E 22 F_e E 24	215 235	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	F_e TE 40 F_e TE 50	400 500	Emploi courant
Fils tréfiles HA type 3	F_e TE40 F_e TE	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfiles lisses type 4	TL 50 $\phi > 6$ mm TL 52 $\phi \leq 6$ mm	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence, un acier de FeE400 type 1, $f_e = 400$ MPa.

d) Contraintes limites :

➤ **Contraintes limites à l'ELU :**

$\sigma_s = f_e / \gamma_s$ → aciers naturels

$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s$ → aciers écrouis

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \gamma_s = 1.15 & \text{en situation courante} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 & \text{en situation accidentelle} \quad \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Contrainte limite de service :**

Les contraintes limites de l'acier σ_s sont données en fonction de l'état limite d'ouverture des fissures.

Fissuration peu nuisible de la contrainte.	}	$\sigma_s = \text{Min} (2 f_e / 3 ; 150\mu)$
Fissuration préjudiciable		
Fissuration très préjudiciable		$\sigma_s = (f_e / 2 ; 110\mu)$

μ : Coefficient de sécurité dépend de l'adhérence $\mu : 1$ pour les aciers (RL).

$\mu : 1,6$ pour les aciers (HA).

➤ **Diagramme de déformation - contrainte :**

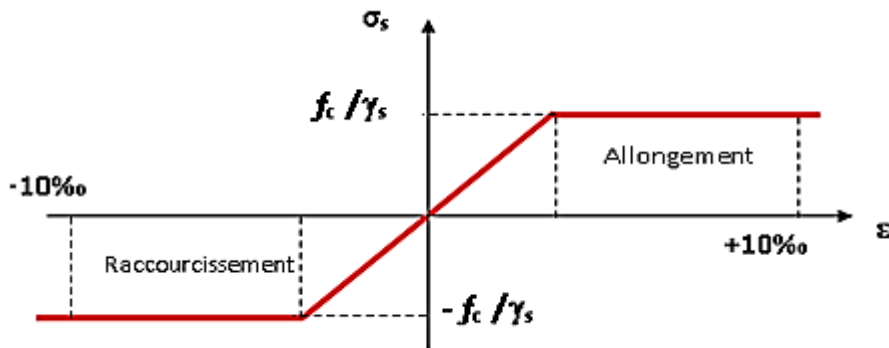


Figure II.3 : Diagramme contrainte déformation d'acier

L'allongement est donné par $\sigma_s = f_e / (\gamma_s * E_s)$

Dans notre cas, la fissuration sera considérée comme étant peut nuisible, nous aurons donc $\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$.

I.4.3. Les Actions :**a) définition :**

Les actions sont des forces appliquées à une construction soit :

-directement : action permanentes ; actions variables d'exploitations ; actions climatiques et actions accidentelles.

-indirectement : effet de retrait et de fluage, variation de température et tassement

b) les actions permanentes (G) :

Elles ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent :

-poids propre de la structure.

-poids des éléments (remplissage en maçonnerie, cloisonnement, revêtement)

-efforts (poids, poussée des eaux et des terres)

-efforts dues à des déformations permanentes (mode de construction, tassement, retrait)

c) les actions variables (Q) :

Elles varient de façon importante dans le temps :

- les charges d'exploitation
- les charges climatiques
- explosion (gaz, bombes)
- séismes

I.4.4. Les Sollicitations :

Les sollicitations sont définies comme étant les efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elles ; les sollicitations sont exprimées sous formes des forces ; d'efforts (normaux ou tranchants) de moment (de flexion, de torsionetc.)

I.4.5. Contrainte Limite De Calcul :

a) L'E.L.U :

On a : $\sigma_s = f_e / \gamma_s$

f_e : limite d'élasticité

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

$\gamma_s = 1.15$ cas courant

$\gamma_s = 1.00$ cas accidentel

b) L'E.L.S :

On a :

- fissuration non préjudiciable :
 $\sigma_s = \min (2/3 f_e ; 150n)$
- fissuration très préjudiciable :
 $\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 110n)$

Avec : n = coefficient de fissuration

$n = 1.0$: pour les ronds lisses.

$n = 1.6$: pour les hautes adhérences

l'allongement relatif de l'acier :

On a : $\zeta_s = (f_e / \gamma_s) / E_s$

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

I.4.6. hypothèses de calcul des sections en béton armé :

a/ Calcul aux états limites de services :

- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à $15(n = \frac{E_s}{E_b})$, n : est appelé coefficient d'équivalence.

b/ calcul aux états limite ultimes de résistance :

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à
 $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion
 $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée
- La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la **figure III-4**

Tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.

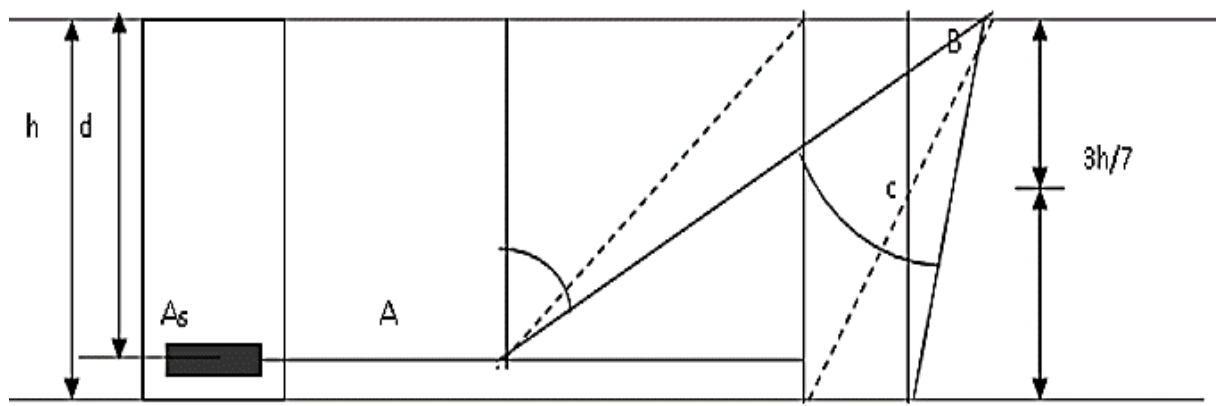


Figure IV.4 : Règle des trois pivots

Chapitre II
Pré dimensionnement et
descentes de charges

II.1. INTRODUCTION

Avant d'entamer tout calcul, il est plus pratique d'estimer l'ordre de grandeur des éléments de la structure, pour cela des règlements en vigueur, notamment le " *RPA99 version 2003* " [1], mettent au point ce qui est nécessaire pour un pré dimensionnement à la fois sécuritaire et économique.

Après la détermination des différentes épaisseurs, et surfaces revenant à chaque élément porteur on pourra évaluer les charges (poids propres) et surcharges (application de la règle de dégression). Une fois les sollicitations dans les sections dangereuses déterminées on fera les calculs exacts.

II.2. Les planchers :

II .2.1. Plancher corps creux :

Dans notre structure, les planchers sont à corps creux, les corps creux n'interviennent pas dans la résistance de l'ouvrage sauf qu'ils offrent un élément infiniment rigide dans le plan de la structure L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

L'épaisseur de plancher est conditionnée par :

$$h_t = \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{CBA93 , Art. B.6.8.4.2.4})$$

Avec : **ht** : Hauteur du plancher.

Lmax: Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens horizontal.

➤ **Remarque :**

En premier temps, nous prendrons une section minimale de (25x25) cm² exigée par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone IIa.

$$L_{max}=480-25=455$$

$$h_t \geq \frac{455}{22,5} \quad h_t \geq 20,22 \quad \text{on prend : } h_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion**

On a opté pour un plancher de 20 cm d'épaisseur (16+4) composé de corps creux de 16 cm de hauteur et d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.



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

- 1 : Poutrelles ;
- 2 : Corps creux ;
- 3 : treillis soudé ;
- 4 : Dalle de compression.

II.2.2. Plancher en dalle pleine :

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique et sa flèche.

Condition de l'isolation acoustique

Selon **CBA93**, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Condition de la résistance au feu (CBA93)

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

Résistance à la flexion

L'épaisseur de la dalle est donnée par

➤ Cas d'une dalle qui porte suivant un seul sens

Une dalle porte dans un seul sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} < 0,4 \quad \frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{avec } l_x \leq l_y$$

➤ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens

Une dalle porte dans un deux sens, lorsque les deux conditions suivantes sont vérifiées

$$0,4 \leq \alpha \leq 1 \quad \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{avec } l_x \leq l_y$$

➤ **Le nombre d'appuis sur lesquels reposent la dalle pleine (CBA93)**

$$e \geq \frac{l_x}{20} \quad \text{pour une dalle sur un seul appui}$$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{pour une dalle sur deux appuis}$$

$$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{pour une dalle sur 3 ou 4 appuis}$$

LX : La plus petite portée du panneau de dalle.

LY : La plus grande portée du panneau de dalle.

➤ **Résistance à la flexion (salle machine)**

Dans note cas nous avons :

$$\alpha = \frac{l_x=440}{l_y=440} = 1 \quad 0,4 \leq \alpha \leq 1 \quad \text{la dalle travaille dans les deux sens (4 appuis)}$$

$$\frac{l_x}{45} < e \leq \frac{l_x}{40} \quad \text{Avec } l_x = 440$$

$$\text{Ceci engendre } \frac{440}{45} \leq e \leq \frac{440}{40} \quad \longrightarrow \quad 9,77\text{cm} \leq e \leq 11\text{cm}$$

Conclusion :

On tenant compte de toutes ces conditions, nous aboutissons au choix d'une dalle d'épaisseur **e= 20 cm**

➤ **Résistance à la flexion (Balcon)**

Le balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher. Qui repose sur deux appuis et travaille dans un seul sens.

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \quad \text{Avec } l_x = 130 \text{ cm}$$

l_x : portée libre.

e : épaisseur de la dalle.

$$\text{Ceci engendre } \frac{130}{35} \leq e \leq \frac{130}{30} \quad \longrightarrow \quad 3,71 \text{ cm} \leq e \leq 4,3 \text{ cm}$$

Conclusion :

On prend le max (4, 11, 13) donc **e= 20 cm**

II.3. Les portiques :

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.3.1. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé (horizontales et linéaires). Elles reçoivent les actions mécaniques (efforts et moments) et les transmettent aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement des poutres se fait en deux étapes :

- 1- Choix des sections des poutres selon les formules empiriques données par le « **CBA93** »
- 2- Vérification selon « **RPA 99 version 2003** »

Condition de RPA 99 "version 2003" :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h/b \leq 4,0. \end{array} \right.$$

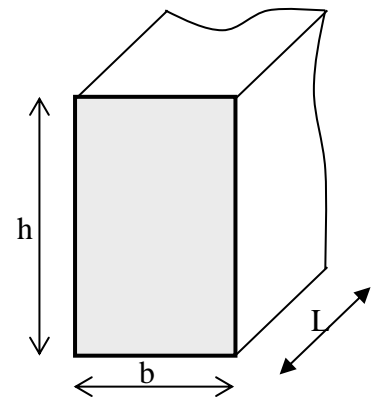


Figure II.2 : Dimensions de poutre

Avec :

L : La portée maximale de la poutre.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

a. poutres principales (porteuses) :

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles (suivant X-X)

✓ La hauteur :

$$\frac{l_{\max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

Avec **h_{pp}** : Hauteur de la poutre principale.

L_{max} : Portée libre maximale ente nus des appuis.

$$l_{\max} = 570 - 25 = 545 \text{ cm}$$

$$\frac{545}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{545}{10}$$

$$36,33 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 54,5 \text{ cm}$$

On prend **h_{pp} = 50 cm**

✓ **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec **b** : Largeur des poutres

$$0,4(50) \leq b \leq 0,7(50)$$

$$20 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm}$$

On prend b=30

Vérification (RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,67 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b. Les poutres secondaires (non porteuses) :

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles.

✓ **La hauteur**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec **h_{ps}** : Hauteur de la poutre secondaire.

$$l_{\max} = 480 - 25 = 455 \text{ cm}$$

$$\frac{455}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{455}{10}$$

$$30,33 \leq h_{ps} \leq 45,5$$

On opte pour une hauteur : h_{ps} = 35 cm

✓ **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35)$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend b= 25 cm

Vérification (RPA99)

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq 30 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} = 1,4 < 4 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Poutres de chaînage :

✓ **La hauteur**

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec **h_{pc}** : Hauteur de la poutre de chaînage

$$l_{\max} = 450 - 25 = 425 \text{ cm}$$

$$\frac{425}{15} \leq h_{pc} \leq \frac{524}{10}$$

$$28,33 \leq h_{ps} \leq 42,5$$

On opte pour une hauteur : h_{pc} = 35 cm

✓ **La largeur :**

$$0,4h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,4(35) \leq b \leq 0,7(35)$$

$$14 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm}$$

On prend b = 20 cm

Conclusion :

Les dimensions des poutres retenues sont :

Poutres principales : **30x50 cm²**.

Poutres secondaires : **25x35 cm²**.

Poutres de chaînage : **20x35 cm²**.

II.3.2. les poteaux :

a. Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple sous l'effet de l'effort normale ultime choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

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

b. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- Choisir le poteau le plus sollicité
- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau ;
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le « **RPA99 version 2003** ».
- Vérifier la section à ELS.

II.3.3. Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

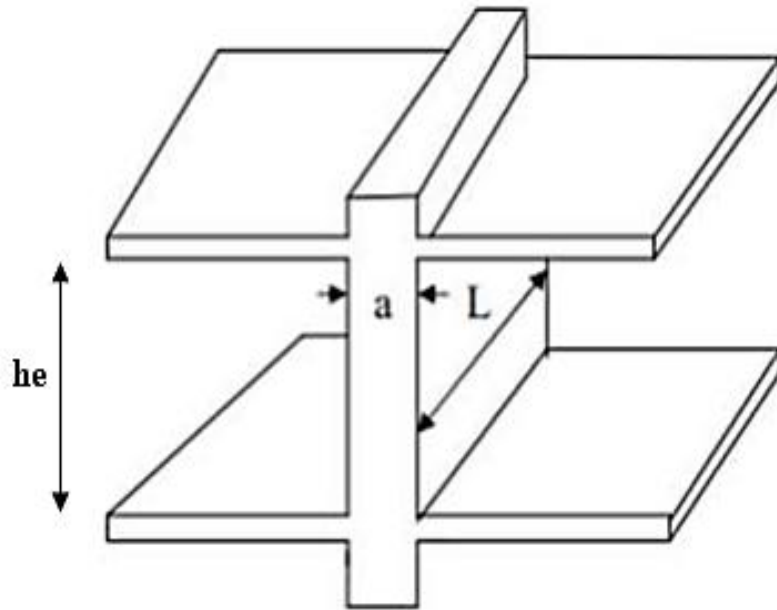


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation

II.3.3.1. L'épaisseur et la largeur du voile :

L'épaisseur (a) du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités avec une épaisseur minimale de 15 cm. Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

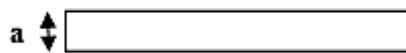
RPA99/Version2003 (Art 7.7.1). $L_{min} \geq 4a$

Avec : **L_{min}** : la portée minimale d'un voile.

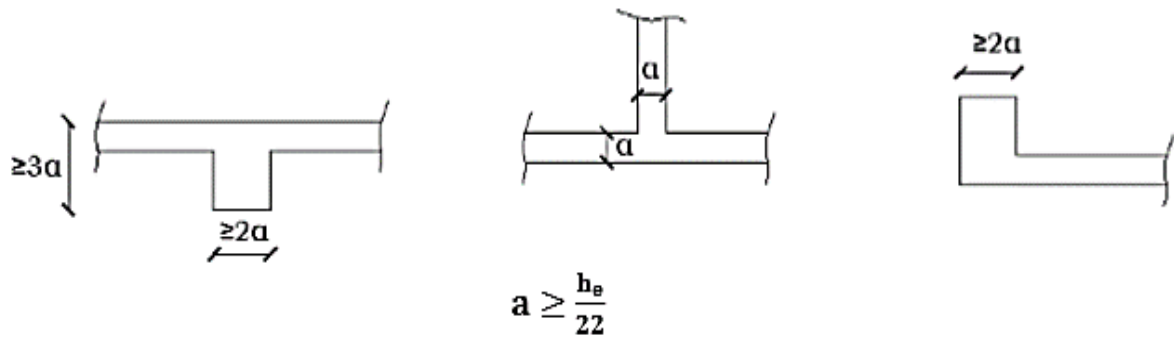
a : épaisseur du voile.

1^{ère} type

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



2^{ème} type



3^{ème} type

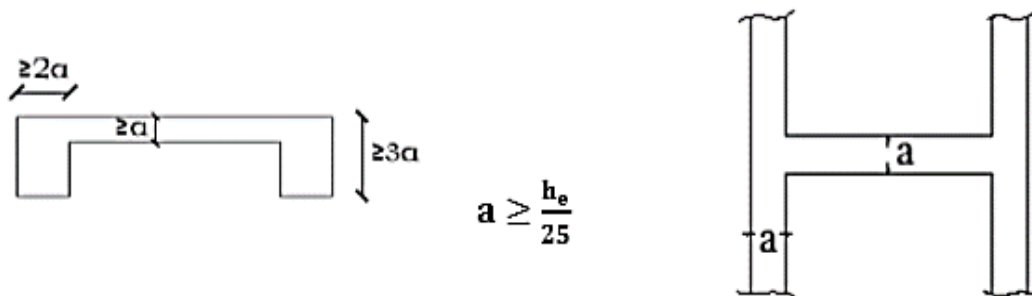
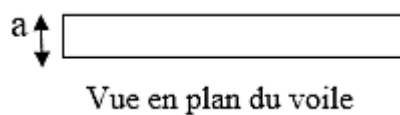


Figure II.4 : coupe de différents types de voile en plan

Dans notre structure on trouve un seul type de voile :

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



✓ Pour le sous-sol : $h_e = 310 - 21 = 289$ cm

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

$$e \geq (11,56 ; 13,14 ; 14,45)$$

✓ Pour RDC : $h_e = 442 - 21 = 421$ cm

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right)$$

$$e \geq \max(16,84 ; 19,14 ; 21,05)$$

$$\checkmark \text{ pour 1}^{\text{er}} \text{ étage : } h_e = 306 - 21 = 285 \text{ cm}$$

$$e \geq \max(11,4 ; 12,95 ; 14,25)$$

on prend $a = 20 \text{ cm}$

Pour qu'un voile puisse assurer un contreventement, sa longueur(L) doit être Au moins égale à 4 fois son épaisseur : $l_{\min} = 4 \times a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$

II.4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et à une force horizontale.

$$\checkmark \text{ Surface de l'acrotère : } S = 0,6(0,1) + 0,1(0,07) + \frac{0,1(0,03)}{2}$$

$$S = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = 0,0685(25) = 1,71 \text{ KN/ml}$$

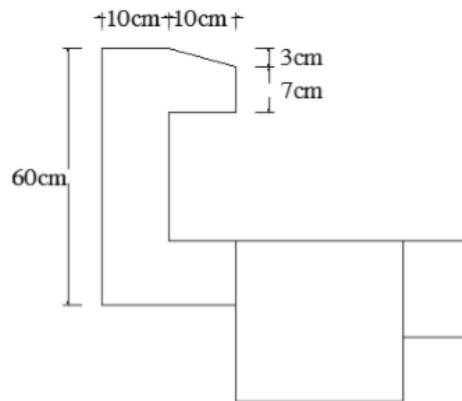


Figure II-5 : coupe verticale de l'acrotère

II .5. Les escaliers :

Les escaliers du bâtiment sont en béton armé coulé sur place, constitués des paliers et des paillasse. Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).
- L'épaisseur de la paillasse (e).

L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée
 Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de BLONDEL, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

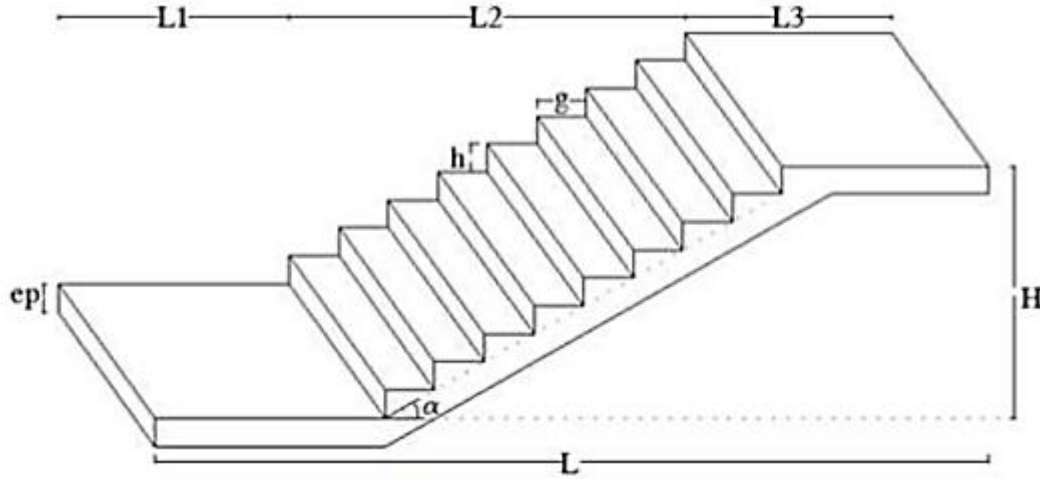


Figure II.6 :Volée de l'escalier

Notations utilisées:

- g** : giron (largeur des marches).
- h** : hauteur de la contre marche.
- ep** : épaisseur de la paillasse et du palier.
- H** : hauteur de la volée.
- L1** : longueur du palier repos.
- L2** : longueur projetée de la volée.
- L3** : longueur du palier d'arrivée.

II.5.1. dimensionnement :

✓ **Volée escalier de secours :**

•Nombre de contre marches : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Soit $h=18\text{ cm}$ $n = \frac{H}{h} = \frac{442}{17} = 26$ on prend **n= 26 (13 contremarches par volée)**

•Nombre de marches : **m = n-1**

$m= n -1= 13- 1= 12$ marches

•Calcul de la largeur du giron : $28\text{ cm} \leq g \leq 35\text{ cm}$

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{360}{12} = 30\text{ cm}$$

✓ **Volée escaliers (étage courant) :**

•Nombre de contre marches : $14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}$

Soit $h=18\text{ cm}$ $n = \frac{H}{h} = \frac{310}{17} = 18.23$ on prend $n= 18$ (**9 contremarches par volée**)

•Nombre de marches : $m = n-1$

$m= n -1= 9 - 1= 8$ marches

•Calcul de la largeur du giron : $28\text{ cm} \leq g \leq 35\text{ cm}$

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{ cm}$$

II.5.2. Vérification de la relation de BLONDEL :

On doit vérifier que : $59 \leq g + 2h \leq 66\text{ cm}$

$$59 \leq 30 + 2(18) \leq 66$$

II.6. Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2) :

Pour déterminer les charges permanentes G et surcharge d'exploitations Q nous allons nous référer au [DTR.B.C.22].

II.6.1.Charges permanentes :

II.6.1.a. Plancher en corps creux :

a.1. Plancher terrasse inaccessible :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Couche de gravillon	0,04	0,80
Mortier de pose	0,02	0,40
Etanchéité multi couche	0,02	0,12
Isolation thermique	0,04	0,16
Forme de pente	0,05	1,10
Plancher (16+4)	0,20	2,80
Enduit en plâtre	0,02	0,20
Charge permanente totale Gt		5,58

Tableau .II.1 : charges permanentes du plancher terrasse

a.2. Plancher étage courant :

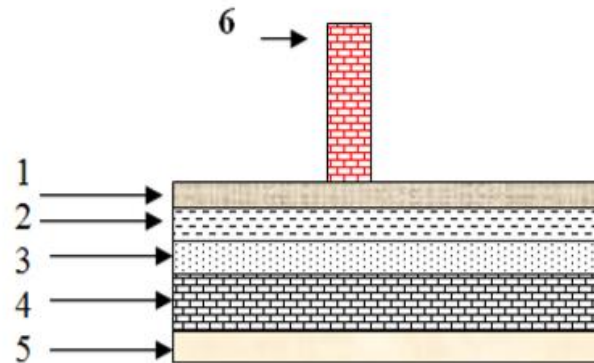


Figure II.7 : Coupe verticale d'un plancher des étages courant.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	0,44
2	Mortier de pose	0,02	0,40
3	Couche de sable	0,02	0,36
4	Plancher en corps creux	0,20	2,80
5	Enduit de plâtre	0,02	0,20
6	Cloisons intérieures	/	0,90
Charge permanente totale Gt			5,10

Tableau II.2: Poids des différents éléments constituant le plancher des étages courant.

II.6.1.b. Plancher en dalle pleine :

b.1. Plancher étage courant (porte à faux) :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,44
Mortier de pose	0,02	0,40
Couche de sable	0,02	0,36
Plancher en dalle pleine	0,20	5,00
Mortier de ciment	0,02	0,20
Charge permanente totale Gt		6,40

Tableau .II.3.Charges permanentes du plancher étage courant.

b.2. Balcon :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0,02	0,44
Mortier de pose	0,02	0,40
Couche de sable	0,02	0,36
Plancher en dalle pleine	0,20	5,00
Enduit de ciment	0,02	0,36
Charge permanente totale Gt		6,56

Tableau .II.4.Charges permanentes du Balcon.

c. Maçonnerie :

c.1. Murs extérieurs : (15 cm+ 5 + 10 cm) :

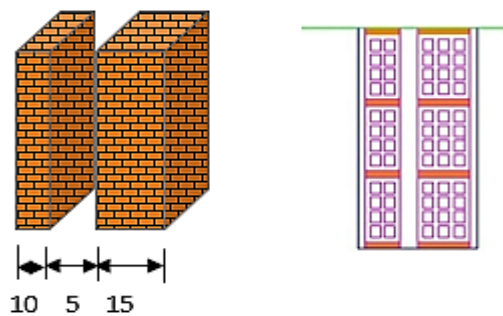


Figure. II.8 : Détail des constituants d'un mur extérieur.

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,15	1,30
3	Lame d'air	0,05	0,00
4	Briques creuses	0,10	0,90
5	Enduit de ciment	0,02	0,36
	Charge permanente totale Gt		2,76

Tableau .II.5.Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

c.2. Murs intérieurs :

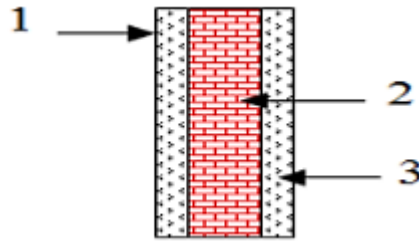


Figure. II.9 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Éléments	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0,02	0,20
2	Briques creuses	0,10	0,90
3	Enduit de plâtre	0,02	0,20
Charge permanente totale Gt			1,30

Tableau II.6 : Charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

II.5.2. Les charges d'exploitations :

Éléments	Surcharges (KN/m ²)
Plancher terrasse inaccessible	1,00
Plancher d'étage courant	1,50
Plancher 1 ^{er} étage (service)	2,50
Plancher RDC (commercial)	5,00
Plancher sous-sol	2,50
Escalier	2,50
Balcon	3,50
Acrotère	1,00

Tableau II.7 : Charges d'exploitation des différents éléments (DTR-BC-22).

II.7. Descente de charges :

La descente de charges a pour objectif de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations. Les valeurs obtenues permettent de dimensionner les poteaux.

II.7.1. Surface d'influence de poteau :

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque poteau appelées surface d'influence.

Dans notre cas le poteau le plus sollicité est le poteau (C.3).

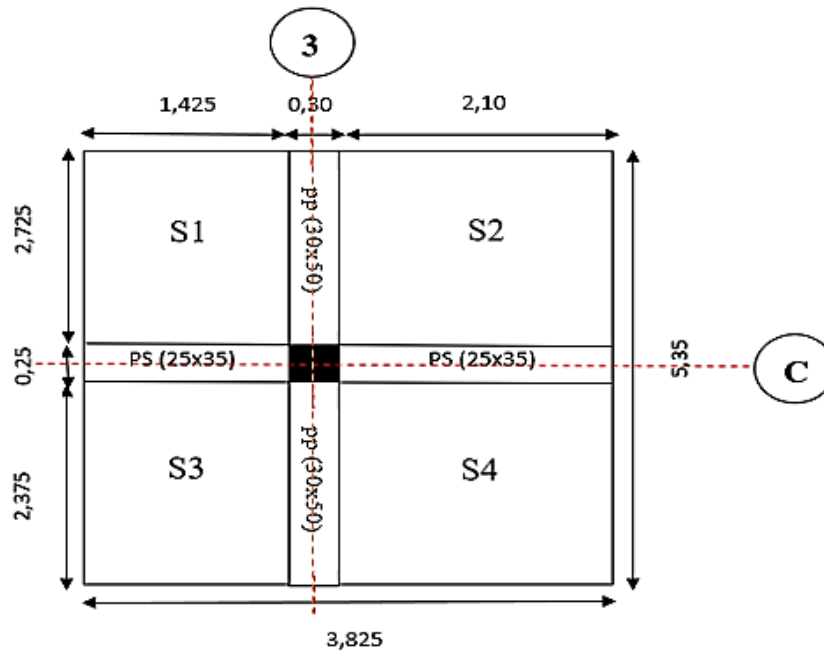


Figure II.10 : Surface d’influence du poteau C3

PP : Poutre principale.

PS : poutre secondaire.

Section nette: $S_n = S1 + S2 + S3 + S4$

$$S_n = [(1,425 \times 2,725) + (2,1 \times 2,725) + (2,375 \times 1,425) + (2,1 \times 2,375)]$$

$$S_n = 17,98 \text{ m}^2$$

Section brute: $S_b = (3,825 \times 5,35) = 20,46 \text{ m}^2$

II.7.1.a. Calcul les poids revenant à chaque élément:

1) Poids du plancher :

On a : $P = G \times S$.

- Plancher terrasse :

$$P = 5,58 \times 17,98 = 100,33 \text{ KN}$$

- Etage courant :

$$P=5,10 \times 17,98=91,698 \text{ KN}$$

2) Poids des poutres :

$$P_{\text{poutre}} = (b \times h \times \rho) \times L \quad \text{Avec : } \rho : \text{ poids volumique du béton est de } 25 \text{ KN/m}^3$$

L : longueur de la poutre.

- **Poutre principale :**

$$P_p = (0.30 \times 0.50 \times 25) \times 5,35 = 20,062 \text{ KN.}$$

- **Poutre secondaire :**

$$P_s = (0.25 \times 0.35 \times 25) \times 3,825 = 8,367 \text{ KN.}$$

$$\text{Poids totale } P_t = (P_p + P_s) = 28,429 \text{ KN}$$

3) Poids des poteaux $P_{\text{poteau}} = (b \times h \times \rho) \times L$

Le dimensionnement des poteaux est le but de ce chapitre, pour calculer leur poids, nous avons fixé les dimensions minimales qui sont donnée par le **RPA Min** (b_1, h_1) ≥ 25 cm pour la zone IIa. Pour tous les poteaux des niveaux de notre structure : $b=h=25$ cm.

- **Poids propre de poteaux du sous-sol :**

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3,60 = 5,625 \text{ KN.}$$

- **Poids propre de poteaux de RDC :**

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 4,42 = 6,91 \text{ KN.}$$

- **Poids propre de poteaux des étages courants :**

$$P_{\text{pot}} = (0.25 \times 0.25 \times 25) \times 3,06 = 4,78 \text{ KN.}$$

4) Surcharge d'exploitation :

- **Plancher terrasse :**

$$Q_0 = 1.00 \times 17,98 = 17,98 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher étage courant :**

$$Q_{\text{ec}} = Q_1 = \dots = Q_6 = 1.50 \times 17,98 = 26,97 \text{ KN/ml}$$

- **Plancher rez de chaussée :**

$$Q_1 = 5 \times 17,98 = 89,90 \text{ KN.}$$

- **Plancher sous-sol :**

$$Q_{\text{ss}} = 2,5 \times 17,98 = 44,95 \text{ KN/ml}$$

II.7.1.b. Dégression des surcharges d'exploitation :

La dégression des surcharges d'exploitation n'est pas obligatoire. Cette dernière s'applique aux bâtiments à grand nombre d'étages ou de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. La loi de dégression est :

$$Q_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n > 5$$

Avec :

Q₀ : Surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i.

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas.

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage « n » en tenant compte de la dégression des surcharges.

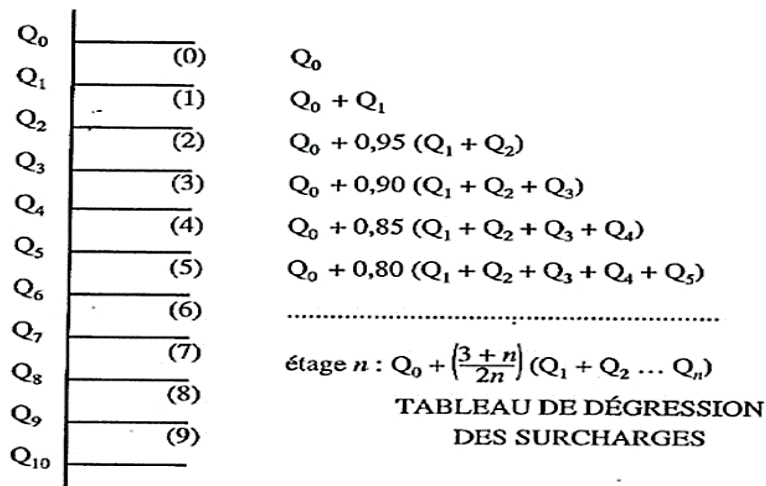


Figure II.11 : Dégression vertical des surcharges d'exploitation

➤ Le tableau suivant montre les valeurs des coefficients en fonction des étages :

Niveaux	0	1	2	3	4	5	6	7	8	RDC	SS
coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667	0,65

Tableau II.8 : Coefficient de dégression de charges.

➤ Les surcharges cumulées Q_n :

Niveaux	Opération	Résultat (KN)
Terrasse	$Q_0 = 1 \times 17,98$	17,98
8	$Q_0 + Q_1 = 17,98 + 26,97$	44,95
7	$Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2) = 17,98 + 0,95 (26,97 \times 2)$	69,223
6	$Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 17,98 + 0,90 (26,97 \times 3)$	90,799
5	$Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 17,98 + 0,85 (26,97 \times 4)$	109,678
4	$Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 17,98 + 0,80 (26,97 \times 5)$	125,86
3	$Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 17,98 + 0,75 (26,97 \times 6)$	139,345
2	$Q_0 + 0,714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 17,98 + 0,714 (26,97 \times 7)$	152,776
1	$Q_0 + 0,687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 17,98 + 0,687 (26,97 \times 7 + 44,95)$	178,559
RDC	$Q_0 + 0,667 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 17,98 + 0,667 (26,97 \times 7 + 44,95 + 89,9)$	233,847
SS	$Q_0 + 0,65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 17,98 + 0,65 (26,97 \times 7 + 44,95 + 89,9 + 44,95)$	257,563

Tableau II.9 : Dégression des charges d'exploitation.

Niveaux	Charges permanentes (KN)					Surcharges d'exploitation (KN)	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$	Section du poteau $S = \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	
	Poids Des planchers	Poids Des poutres	Poids Des poteaux	G _{totale}	G _{cumulée}	Q _{cumulée}		Section Trouvée	Section adoptée
terrasse	100,33	28,429	4,78	133,539	133,539	17,98	151,519	101,013	35x35
8	91,698	28,429	4,78	124,907	258,446	44,95	303,396	202,264	35x35
7	91,698	28,429	4,78	124,907	383,353	69,223	452,576	301,717	40x40
6	91,698	28,429	4,78	124,907	508,260	90,799	599,059	399,373	40x40
5	91,698	28,429	4,78	124,907	633,167	109,678	742,845	495,230	40x40
4	91,698	28,429	4,78	124,907	758,075	125,860	883,935	589,290	45x45
3	91,698	28,429	4,78	124,907	882,981	139,345	1022,326	681,551	45x45
2	91,698	28,429	4,78	124,907	1007,888	152,776	1160,664	773,776	45x45
1	91,698	28,429	4,78	124,907	1132,795	178,559	1311,354	874,236	50x50
RDC	91,698	28,429	6,91	127,037	1259,832	233,847	1493,679	746,839	50x50
SS	91,698	28,429	5,625	125,752	1385,584	257,563	1643,147	1095,431	50x50

Tableau II.10 : Section des poteaux adoptés.

Conclusion : les sections des poteaux adoptées sont :

- Du sous-sol au 1^{er} étage \longrightarrow **(50x50) cm².**
- Du 2^{ème} étage au 4^{ème} étage \longrightarrow **(45x45) cm².**
- Du 5^{ème} étage au 7^{ème} étage \longrightarrow **(40x40) cm².**
- Du 8^{ème} étage au 9^{ème} étage \longrightarrow **(35x35) cm².**

II.7.2. Vérification des sections selon RPA 99 version 2003 :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et les décalages sont interdits. Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone **IIa** doivent satisfaire les conditions suivantes :

- 1) $\min(b_1, h_1) \geq 25$ [cm]
- 2) $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- 3) $\frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4$

Avec : b_1 et h_1 les dimensions des poteaux

h_e : hauteur d'étage

Sections des poteaux des différents niveaux	Vérifications des conditions	
(35x35) Du 8 ^{ème} au 9 ^{ème}	$Min(b_1, h_1) = 35 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 35 \geq \frac{306}{20} = 15,3$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(40x40) Du 5 ^{ème} au 7 ^{ème}	$Min(b_1, h_1) = 40 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 40 \geq \frac{306}{20} = 15,3$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(45x45) Du 2 ^{ème} au 4 ^{ème}	$Min(b_1, h_1) = 45 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 45 \geq \frac{306}{20} = 15,3$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(50x50) 1 ^{er} étage	$Min(b_1, h_1) = 50 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 50 \geq \frac{306}{20} = 15,3$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(50x50) RDC	$Min(b_1, h_1) = 50 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 50 \geq \frac{442}{20} = 22,1$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée
(50x50) Sous-sol	$Min(b_1, h_1) = 50 > 25$	Condition vérifiée
	$Min(b_1, h_1) = 50 \geq \frac{360}{20} = 18$ cm	Condition vérifiée
	$0,25 \leq 1 \leq 4$	Condition vérifiée

Tableau II.11 : Vérification des sections des poteaux recommandation du RPA.

II.7.3. Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations :

Cette instabilité dépend de :

- La longueur du flambement.
- La section (caractéristique géométrique).
- La nature des appuis.

Le calcul du poteau au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 99/ Art.B.8.4.1}).$$

Avec :

- λ : élancement du poteau
- L_f : longueur de flambement ($L_f = 0,7L_0$)
($L_0 = h_e$ = Longueur libre du poteau.)
- i : rayon de giration avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- I : Moment d'inertie : $I = h \times b^3 / 12$
- B : section transversale du poteau. $B = (b \times h) = b^2$

D'où:

$$\frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{\frac{hb^3}{12}}}{\sqrt{\frac{12}{bh}}} = \frac{0,7L_0}{\sqrt{b^2}} = \frac{0,7L_0}{b} \sqrt{12}$$

Vérification :

- Poteaux du sous-sol (**50x50**) cm^2 : $L_0 = 360$ $\lambda = 17,459 < 35$.
- Poteaux de RDC (**50x50**) cm^2 : $L_0 = 442$ $\lambda = 21,435 < 35$
- Poteaux de l'étage 1 (**50x50**) cm^2 : $L_0 = 306$ $\lambda = 14,84 < 35$
- De l'étage 2 jusqu'à l'étage 4 (**45x45**) cm^2 : $L_0 = 306$ $\lambda = 16,489 < 35$.
- De l'étage 5 jusqu'à l'étage 7 (**40x40**) cm^2 : $L_0 = 306$ $\lambda = 18,55 < 35$.
- De l'étage 8 jusqu'à l'étage 9 (**35x35**) cm^2 : $L_0 = 306$ $\lambda = 21,20 < 35$.

Les résultats de la vérification de la résistance des poteaux au flambement sont vérifiés.

II.8.Conclusion :

Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suit :

- Plancher à corps creux : **(16 + 4) cm.**
- Voiles : épaisseur de **20 cm.**
- Poutres :
 - Poutre principale **(30x50) cm².**
 - Poutre secondaire **(25x35) cm².**
 - Poutre de chaînage **(20x30) cm².**
- Poteaux :
 - De sous-sol au 1^{er} étage \longrightarrow **(50x50) cm².**
 - Du 2^{ème} étage au 4^{ème} étage \longrightarrow **(45x45) cm².**
 - Du 5^{ème} étage au 7^{ème} étage \longrightarrow **(40x40) cm².**
 - Du 8^{ème} étage au 9^{ème} étage \longrightarrow **(35x35) cm².**

Les valeurs de section des poteaux sont retenues car elles sont conformes aux exigences du **RPA99 version 2003** et aux conditions de stabilité de forme.

Chapitre III
Calcul des éléments
secondaires

III.1.L'acrotère :

III.1.1 Introduction :

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimité par un acrotère assimilé à une console verticale encastrée au niveau du plancher.

Le calcul se fera sur une bande de 1 ml à la flexion composée engendrée par l'effort normal due au poids propre et le moment fléchissant maximale à la base due aux forces horizontales .

III.1.2.Définition :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé. Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal provoqué par son poids propre (G).
- Un moment de flexion provoqué par une force horizontale due à la surcharge (Q) exercée par la main courante , ou bien une force sismique.

III.1.3. Le rôle de l'acrotère :

- Empêche l'écoulement de l'eau.
- A un aspect esthétique.
- Protection des personnes.

III.1.4. Dimensionnement :

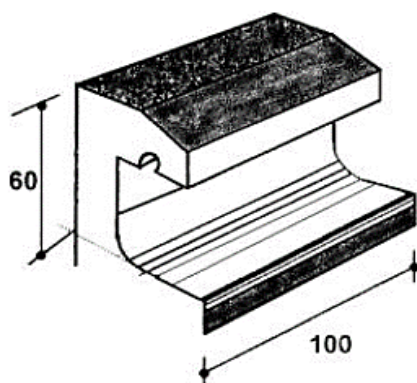


Figure.III.1.1 : Schéma descriptif

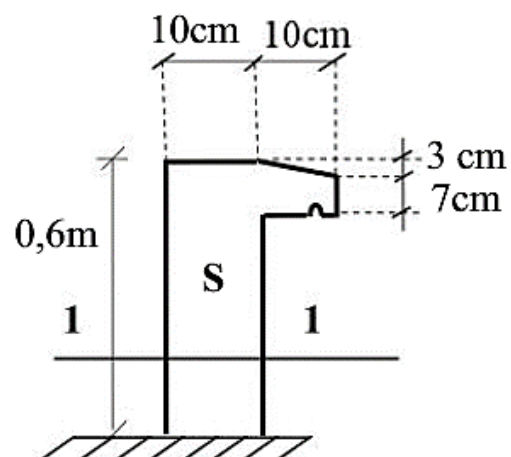


Figure.III.1.2 : Coupe transversale

La hauteur : $h = 60\text{cm}$; l'épaisseur : $h_0 = 10\text{cm}$

L'enrobage : $c = c' = 2\text{cm}$; la surface : $0,0685\text{m}^2$

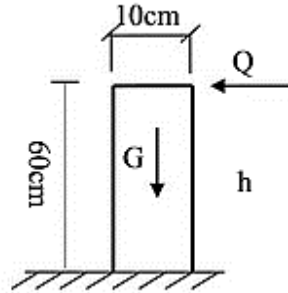
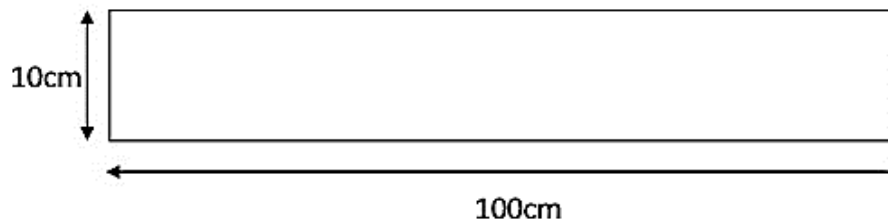


Figure.III.1.3 : Schéma statique



Coupe 1-1

III.1.5. Evaluation des charges et surcharges :

➤ **Evaluation des charges :**

$G = 1,713 \text{ KN/ml}$

➤ **Evaluation des surcharges:**

-D'après **D.T.R BC 2.2** :

$Q = 1000 \text{ N/ml}$ (plancher terrasse inaccessible).

➤ **La force horizontale due à l'effet du séisme :**

D'après **RPA99** : (Article 6.2.3)

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule ; $F_P = 4 A C_P W_P$

A : coefficient d'accélération de zone ; $A = 0,15$ (groupe 2, zone IIa, Tableau 4.1)

C_p : facteur de force horizontale ; $C_p = 0,80$ (élément en console, Tableau 6.1)

W_p : poids de l'acrotère ; $W_p = 1,713 \text{ KN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,713 \longrightarrow F_p = 0,822 \text{ KN/ml}$$

D'où : $F_p < Q \longrightarrow$ condition vérifiée

Alors il est inutile de calculer l'acrotère au séisme.

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1 \text{ KN/m}$$

donc on fait le calcul avec Q

III.1.6. Evaluation des sollicitations :

Effort normal du au poids propre : $N_G = G \times l$ (de largeur).

$$N = 1,713 \times 1 = 1,713 \text{ KN.}$$

Effort tranchant : $T = Q \times l = 1 \text{ KN.}$

Moment de renversement M du à Q : $M = Q \times H \times l = 1 \times 0,6 \times 1 = 0,6 \text{ KN.m}$

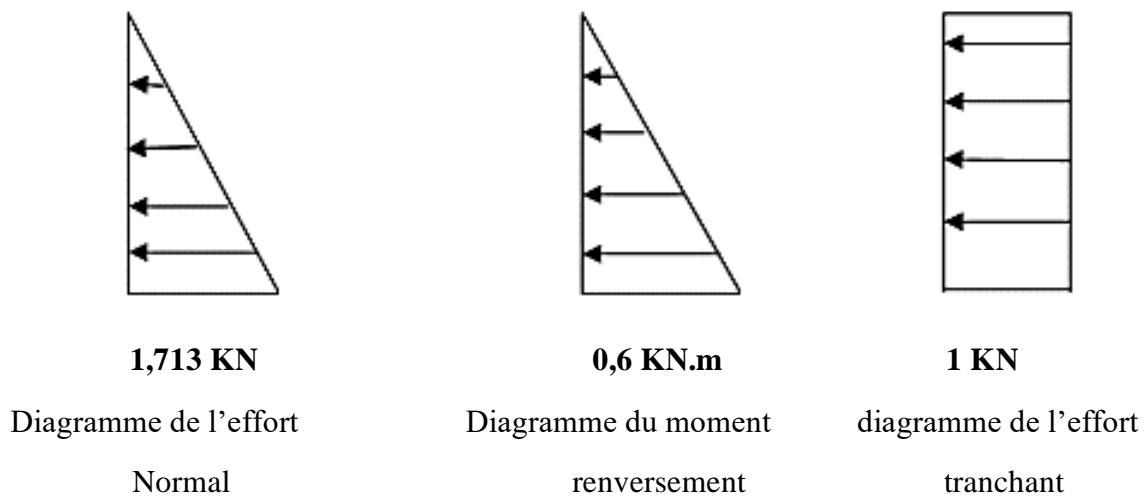


Fig.III.1.4 : Diagramme des efforts internes

III.1.7. Combinaison des charges :

E.L.U : La combinaison de charge à considérer est : $1,35G + 1,5Q$

Effort normal de la compression..... $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,713 = 2,313 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement..... $M_u = 1,5 \times M_q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

Effort tranchant..... $T_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

E.L.S : La combinaison de charge à considérer est : G+Q

Effort normal de la compression $N_s = 1,713 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

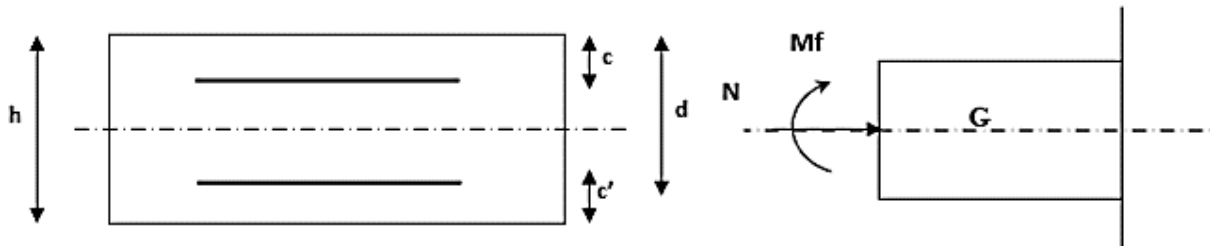
Effort tranchant..... $T_s = 1,5 \text{ KN}$

III.1.8.Ferraillage :

Le calcul se fera à L'ELU puis vérifié à L'ELS

Remarque :

Les résultats des sollicitations se résument en un effort normal de compression N et un moment de flexion M . Le ferraillage revient à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée (de hauteur $H = 10 \text{ cm}$ et de largeur $b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$). Pour se faire, on utilise l'organigramme de calcul, approprié dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .



Avec :

h : Epaisseur de la section.

c : distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$D = h - c$: hauteur utile.

M_f = moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.1.9. Calcul à l'ELU :

a)-Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,313} = 0,39 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \quad \longrightarrow \quad e_u > \frac{h}{2} - c$$

Avec :

M_u : Moment dus à la compression ;

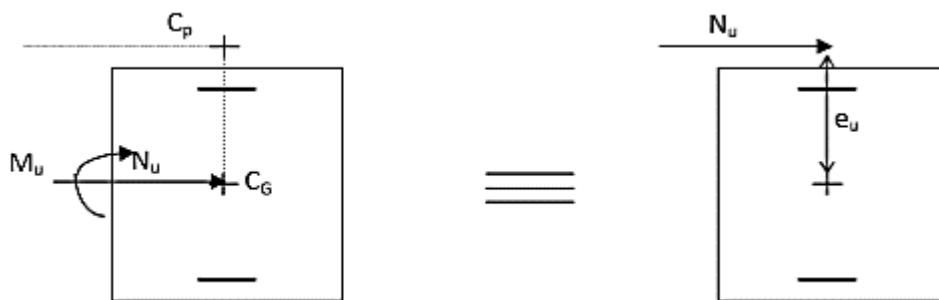
N_u : Effort de compression.

e_u: Excentricité.

a : Distance entre le CDG de la section et de CDG des armatures tendues.

Donc : **e_u > a**

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est partiellement comprimée (SPC).



b)-Calcul en flexion simple :

➤ **moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0,9 + 2,313 (0,03) = 0,97 \text{ KN. m}$$

$$M_f = 0,97 \text{ KN. m}$$

➤ **Moment réduit :**

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

$$\mu_b = \frac{M_f}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 8^2 \times 14,2} = 0,011 < \mu_r = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A} \longrightarrow \beta = 0,9945$$

➤ **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,97 \times 10^3}{0,9945 \times 8 \times \frac{400}{115}} = 0,350 \text{ cm}^2$$

c)- Calcul en flexion composée :

La section des armatures réelles :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,350 - \frac{2,313}{34,8} = 0,284 \text{ cm}^2$$

III.1.10. Vérification à L'ELU :**1. Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/BAEL 91, CBA93)**

$$A_{\min} < A$$

$$e_s = \frac{0,6}{1,713} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t28}(e_s - 0,455 \times d)}{f_e(e_s - 0,185 \times d)} = 0,23 \times 100 \times 8 \times \frac{2,1(35 - 0,455 \times 8)}{400(35 - 0,185 \times 8)}$$

$$A_{\min} = 0,904 \text{ cm}^2 > A = 0,284 \text{ cm}^2$$

Conclusion

Les armatures calculées à la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera :

$$A_s = A_{\min} = 0,904 \text{ cm}^2$$

Soit $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $St = 25\text{cm}$

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2$$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $St = 25\text{cm}$.

2. Vérification au cisaillement (ART : 5.1.21.BAEL91 ; CBA93).

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \text{ avec } V_u = 1,5 Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5(10)}{10^2(8)} = 0,0187 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Conclusion :

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3. Vérification de l'adhérence des barres (ARTA.6.1.3-BAEL91, CBA93).

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 (2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i} \text{ Avec } \sum u_i : \text{ somme de périmètres utiles de barres.}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 4 \times \pi \times 8 = 10,05 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 100,5} = 0,237 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

4. Longueur de scellement droit (ART A.1.2.2-BAEL 91, CBA93)

$$L_s = 40\phi \text{ pour FeE 400}$$

$$L_s = 50\phi \text{ pour FeE 500 et les ronds lisses.}$$

$$\text{Dans notre cas : FeE400} \longrightarrow L_s = 40\phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm}$$

$$\text{La longueur de recouvrement est : } L_c = 0,4 L_s$$

$$L_c = 0,4 L_s = 0,4 \times 32 = 12,8 \text{ cm} \longrightarrow \text{soit un crochet } 15 \text{ cm}$$

III.1.11. Vérification à l'ELS :

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable. Donc on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\text{-La contrainte dans les aciers : } \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$$

$$\text{-La contrainte dans le béton : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$$

- **Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier :**

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, \max(0,5f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right]$$

Avec : **n** : coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{n} = 1.6 \text{ pour les HA} \\ \mathbf{n} = 1 \text{ pour les RL} \end{array} \right.$$

Dans notre cas : **n = 1.6**

$$\bar{\sigma}_{st} = \min[266,66 ; \max(200 ; 201,63)] \quad \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} ; \quad \rho_1 = \frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 8} = 0,251 \quad \longrightarrow \quad \beta_1 = 0,9205$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,9205 \times 8 \times 2,01} = 46,33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 46,33 < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \quad \longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = 0,60 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a: $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s$

$$\longrightarrow K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)}$$

$$\alpha = 3(1-B) = 3(1-0,9205) = 0,239$$

$$K = \frac{\alpha}{15(1-\alpha)} = \frac{0,239}{15(1-0,239)} = 0,021$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s = 0,021 \times 46,33 = 0,973 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,973 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Conclusion :

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, on adopte pour le ferrailage de l'acrotère celui adopté précédemment :

Armatures principales : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement **St=25cm**.

Armatures de répartitions : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement **St=**

III.3. Balcons

III.3.1. Introduction :

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, on a recours pour le calcul des sollicitations, à la théorie des lignes de rupture.

III.3.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le **BAEL 91**.

Soit l_x , l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

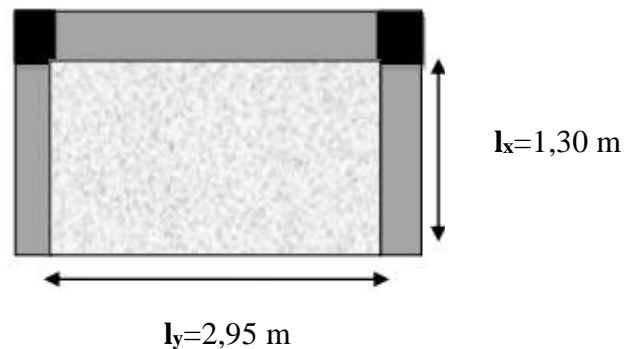
$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si $\rho < 0,4 \longrightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si $0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{2,95} = 0,44$$

$\rho = 0,4 \leq 0,44 \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.



III.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,44 \\ v = 0 \text{ (ELU)} \end{array} \right. \Longrightarrow \mu_x = 0,1032 \text{ et } \mu_y = 0,25$$

Poids de la dalle : $G = 6,56 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

III.3.4. Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6,56 + 1.5 \times 3,5 = 14,106 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = q_u \times b = 14,106 \times 1 = 14,106 \text{ KN/ml}$$

III.3.5. Moment dus au poids propre :

Pour le calcul des moments fléchissant on distingue deux cas :

$$1) \quad l_x < \frac{l_y}{2} \implies \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} \end{array} \right.$$

$$2) \quad l_x \geq \frac{l_y}{2} \implies \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \frac{p \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p \times l_y^3}{48} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, les trois panneaux vérifient le deuxième cas

$$l_x = 1,30 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1,47 \text{ m}$$

$$M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} = \frac{14,106 \times 1,30^2 \times 2,95}{2} - \frac{2 \times 14,106 \times 1,30^3}{3} = 14,5 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} = \frac{14,106 \times 1,3^3}{6} = 5,16 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 0,85 \times 14,5 = 12,325 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 0,85 \times 5,16 = 4,386 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -0,3 \times 14,5 = -4,35 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_x = Pu \frac{l_x}{2} \left(\frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = 8,83 \text{ KN}$$

$$V_y = Pu \frac{l_y}{2} \left(\frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = 0,76 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 8,83 \text{ KN}$$

III.3.6. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m et d'épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures :

$$\varphi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \quad \text{soit } \varphi = 12 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage $c' = 2 \text{ cm}$

$$\text{Le sens x-x : } d_x = e - \frac{\varphi}{2} - c' = 17,4 \text{ cm}$$

$$\text{Le sens y-y : } d_y = d_x - \left(\frac{\varphi_x}{2} + \frac{\varphi_y}{2} \right) = 16,2 \text{ cm}$$

➤ **En travées :**

Sens x-x :

$$d_x = e - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} . \quad \text{Avec } c : \text{ l'enrobage.}$$

$$M_t^x = 12,325 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12,325 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,027$$

$$\mu_{bu} = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,034$$

$$z = d_x (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,177 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{12,325 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 2 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement : **St = 25cm**.

Sens y-y :

$$d_y = d_x - \phi = 18 - 1 = 17 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4,386 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17^2 \times 14,2} = 0,011$$

$$\mu_{bu} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,014$$

$$z = d_y (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,169 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = \frac{4,386 \times 10^{-3}}{0,169 \times 348} = 0,74 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 0,74 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm**.

➤ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4,35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,009$$

$$\mu_{bu} = 0,09 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 0,011$$

$$z = 0,179 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a^x}{z \times f_{st}} = \frac{4,35 \times 10^{-3}}{0,179 \times 348} = 0,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 0,7 \text{ cm}^2$$

- Soit : $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

III.3.7. Vérification à l'ELU :

- a. Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4).

1/ Section minimale suivant I_x :

$$w_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq w_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour Fe E400.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{x_{\min}} = w_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] b h$$

$$A_{x_{\min}} = 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0.44] 100 \times 20 = 2,048 \text{ cm}^2$$

$$A_{x_{\min}} = 2,048 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x_{\min}} = 2,048 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Section minimale suivant I_y :

$$W_y \geq W_0 \dots\dots A_{y \min} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 20$$

$$A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- b. Espacements des armatures : (BAEL91 modifié 99/Art A.8.2.42).

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

(charges concentrées).

1. Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 h_t = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{8,83 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,049 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.049 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.8. Vérification à l'ELS :

Combinaison de charges à l'ELS :

$q_s = G+Q$

$q_s = 6,56 + 3,5 = 10,06 \text{ KN/ml}$

Moments fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.44 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{array} \right. \implies \mu_x = 0,1059 \text{ et } \mu_y = 0,325$$

AN:

$$M_x = \frac{10,06 \times 2,95^3}{24} = 10,76 \text{ KN}$$

$$M_y = \frac{10,06 \times 2,95^2}{8} \left(1,30 - \frac{2,95}{2}\right) + \frac{10,06 \times 2,95^3}{48} = 3,46 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^x = 0,85 M_x = 0,85 \times 10,76 = 9,146 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_y = 0,85 \times 3,46 = 2,941 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -0,3 \times 10,76 = 3,228 \text{ KN.m}$$

a. Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :

BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression de béton

BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

localisation	sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	x-x	9,146	15375,58	4,31	2,56	15	Conditions Vérifiées
	y-y	2,941	10011,78	3,56	1,04	15	
Appuis	x-x	3,228	11319,63	3,67	1,05	15	
	y-y	3,228	11319,63	3,67	1,05	15	

Tableau III.3.1. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

c. Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

1) $e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_x ; \frac{M_t^x}{20M_0^x} l_x\right)$

$e \geq \max(0,049 ; 0,055) = 0,055 \text{ m}$

$e = 0,2 \text{ m} \geq 0,055 \text{ m} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

2) $A_t^x = \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,0009 \text{ m}^2$

$A_t^x = 4,52 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n’y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

➤ **En travées**

4HA12 (sens x-x) **St=25cm**

4HA10 (sens y-y) **St=25cm**

➤ **En appuis**

4HA10 (sens x-x) **St=25cm**

4HA10 (sens y-y) **St=25cm**

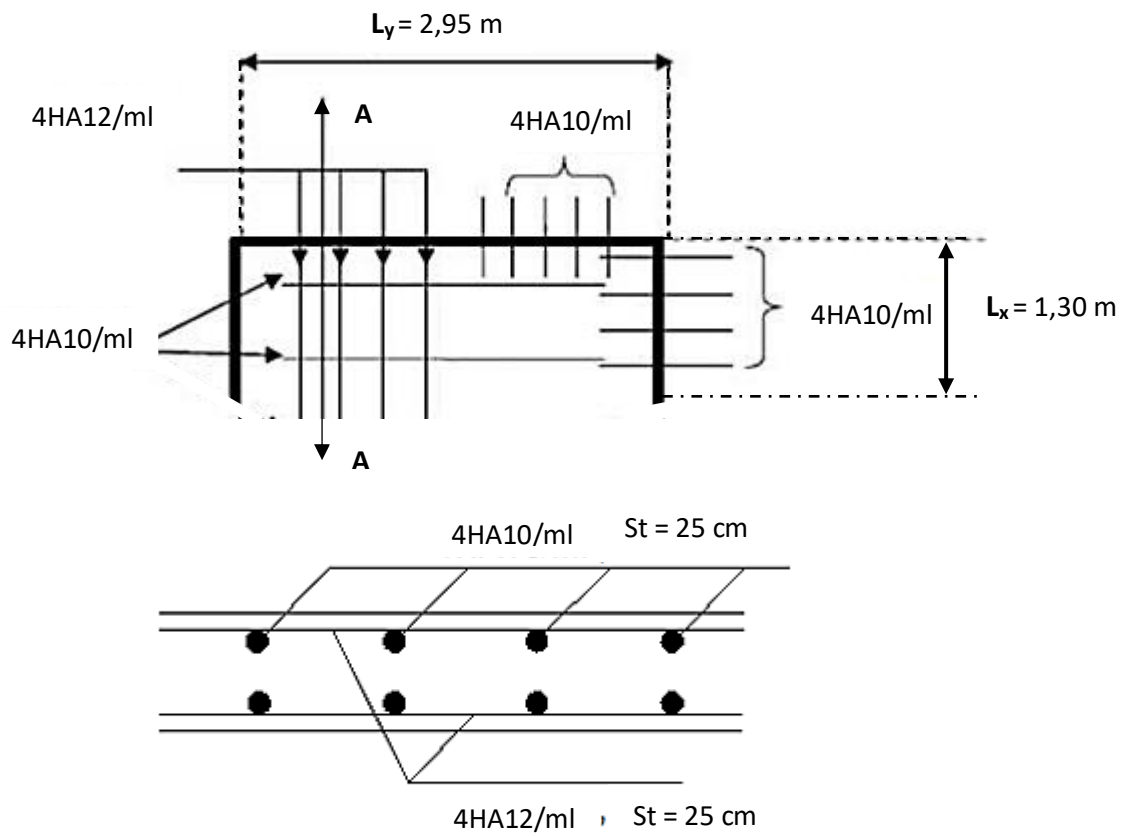


Figure III.3.1: Coupe verticale de la dalle pleine

III.2. Etude du plancher à corps creux :

III.2.1.Introduction :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol; ils assurent deux fonctions principales:

- Fonction de résistance : les planchers supportant leur poids propre et surcharges d'exploitation,
- Fonction d'isolation : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages,

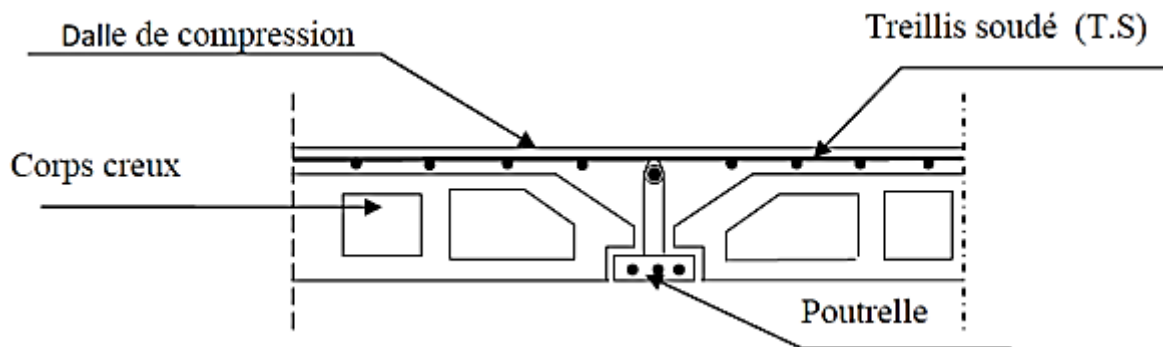


Figure III.2.1: Coupe transversale du plancher

III.2.2.Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de **(05 cm)** d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) de nuance **(TLE520)** .

pour le **BAEL91 (Art.6.8.423), CBA93. $\varnothing \leq 6\text{mm}$** dont les mailles ne doivent pas dépasser :

- ❖ **20cm** : pour les barres (A_{\perp}) perpendiculaires aux poutrelles (nervure).
- ❖ **33cm** : pour les barres ($A_{//}$) parallèles aux poutrelles (nervures)

- **Calcul des armatures :**

- ❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4L'}{f_e}$$

Avec : **L = 65 cm** ; distance entre axes des poutrelles.

F_e : Limite d'élasticité des aciers en **MPa** .

$$D'où : A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : $A_{\perp} = 6\emptyset 6 = 1,7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **15 cm** .

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,7}{2} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{//} = 6\emptyset 6 = 1,7 \text{ cm}^2$; avec un espacement de **15 cm** .

Finalemment :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression pour un treillis soudé (TLE520) de dimensions (**15x15**) **cm**².

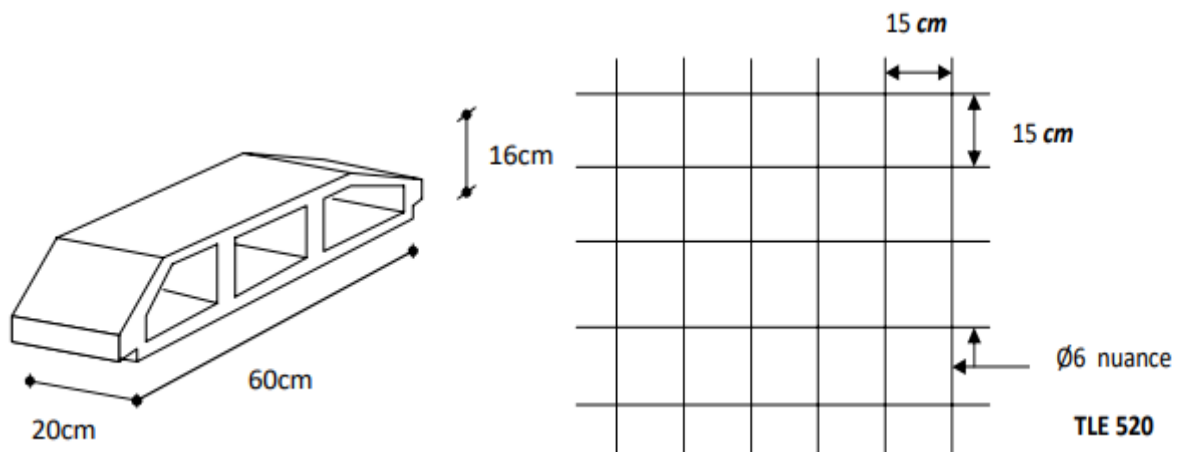


Figure III.2.2: Corps creux et un treillis soudé (**15x15**) **cm**².

III.2.3. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé, disposées parallèlement à la petite portée , mais si les deux sens ont les même dimensions alors les poutrelles sont disposées parallèlement aux sens de plus grand nombre d'appuis .

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties, et le calcul se fait en deux étapes :

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la dalle de compression.

❖ Etude de la poutrelle avant le coulage du béton :

La poutrelle sera considérée simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier.

Chargement :

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$.
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.65 \times 0.95 = 0.617 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge due à l'ouvrier : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$.

$$G = G_1 + G_2 = 0.74 \text{ KN/ml.}$$

- Charge permanente : $G = 0.74 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

Calcul à l'ELU

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable.

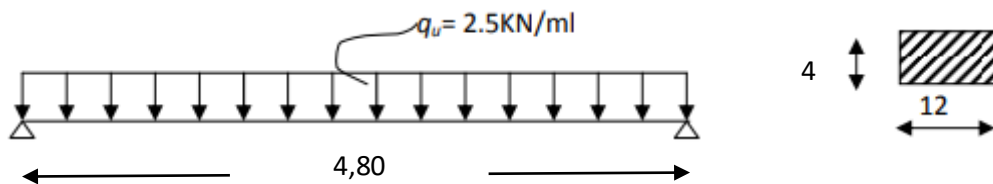


Figure III.2.3: Schéma statique de la poutrelle.

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 (0.74) + 1.5 (1.0) = 2.5 \text{ KN/ml.}$$

Calcul des moment en travée :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{2,5 \times 4,80^2}{8} = 7,2 \text{ KN/ml.}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{2,5 \times 4,80}{2} = 6 \text{ KN/ml.}$$

Ferrailage :

Calcul des armatures Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$.

Hauteur utile : $d = 4-2 = 2 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{7,2 \cdot 10^6}{120 \cdot 400 \cdot 14,2} = 10,56$$

$$\mu > \mu_l = 0,392$$

la section est doublement armée.

Conclusion :

Le calcul nous donne une section d'acier qu'on ne peut pas réaliser vue à la faible section de la poutrelle, alors on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges d'avant coulage. Ces étais sont généralement distant de 80cm à 120cm.

❖ **Etude de la poutrelle après le coulage du béton :**

la poutrelle étant solidaire à cette dernière, elle sera calculée comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis. La section de la poutre est considérée comme une section en T de dimensions : (BAEL .Art A.4.1.3), CBA93.

a) Dimensionnement de la poutrelle :

$$b_1 = \min\left(\frac{L}{10}; \frac{L' - b_0}{2}\right)$$

L : longueur libre entre nus d'appuis (480cm) ;

L' : longueur libre entre axe des poutrelles (65cm) ;

b_0 : largeur de la poutrelle (12cm) ;

h_0 : épaisseur de la dalle de compression (4cm) ;

b : largeur de la table de compression.

$$b_1 = \min (48 ; 26,5) = 26,5 \text{ cm}$$

$$d'où : b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}.$$

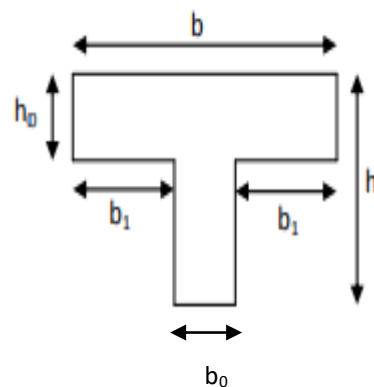


Figure III.2.4 : Table de compression.

b) Evaluation des charges et Surcharges :

Plancher terrasse	
Charges permanentes	$5,58 \times 0,65 = 3,63 \text{ KN/ml}$
Surcharge d'exploitation	$1 \times 0,65 = 0,65 \text{ KN/ml}$
Plancher étage Courant	
Charges permanentes	$5,1 \times 0,65 = 3,32 \text{ KN/ml}$
Surcharge d'exploitation	$1,5 \times 0,65 = 0,97 \text{ KN/ml}$
Plancher Service	
Charges permanentes	$5,1 \times 0,65 = 3,32 \text{ KN/ml}$
Surcharge d'exploitation	$2,5 \times 0,65 = 1,62 \text{ KN/ml}$
RDC	
Charges permanentes	$5,1 \times 0,65 = 3,32 \text{ KN/ml}$
Surcharge d'exploitation	$5 \times 0,65 = 3,25 \text{ KN/ml}$

Tableau III.2.1: Evaluation des charges et surcharges .

Plancher Terrasse	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,87 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 4,28 \text{ KN/ml}$
Plancher étage Courant	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,94 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 4,29 \text{ KN/ml}$
Plancher Service	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,91 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 4,94 \text{ KN/ml}$
RDC	
ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,36 \text{ KN/ml}$
ELS	$q_{ser} = G + Q = 6,57 \text{ KN/ml}$

Tableau III.2.2 : Combinaison des charges .

Conclusion :

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

Le cas le plus défavorable c'est le **RDC** : $q_u = 9,36 \text{ KN/ml}$, $q_{ser} = 6,57 \text{ KN/ml}$.

Donc on va travailler avec $G = 5,1 \text{ KN/m}^2$, $Q = 5 \text{ KN/m}^2$.

c) Choix de la méthode :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérées comme poutres continues sur plusieurs appuis , on utilise l'une des deux méthodes simplifiées :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de caquot.

On peut utiliser aussi **la méthode des 03 moments**, mais cette méthode peut être critiquée pour les raisons suivantes :

- ✓ Elle suppose que la section résistante est homogène et constante.
- ✓ Pour une section en T la table n'intervient pas sur les appuis (moment négatif- béton tendu), et intervient au maximum en travée.
- ✓ Les conditions d'exécution par phase finale que le béton peut avoir des caractéristiques différentes selon les zones.
- ✓ L'expérience montre qu'on obtient des moments trop forts sur appuis et trop faibles en travées.

- **Méthode forfaitaire :**

Cette méthode est applicable si les quatre conditions sont vérifiées :

- ✓ $Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$.
- ✓ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- ✓ Le rapport de longueur entre deux portées successives $. 0,8 \leq \frac{l_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$
- ✓ Fissuration peu nuisible.

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

Application :

- ✓ $Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq \max (10,8 ; 5KN/m^2)$ C.V
- ✓ Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées. C.V
- ✓ Le rapport de longueur entre deux portées successives $. 0,8 \leq \frac{l_n}{L_{n+1}} \leq 1,25$

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{3,5}{3,15} = 1,11 \dots\dots\dots C.V$$

$$\frac{l_2}{l_3} = \frac{3,15}{4,5} = 0,7 \dots\dots\dots C.N.V$$

Remarque : Les conditions d'application ne sont pas vérifiées, on utilise la **méthode de caquot**.

• **Méthode de Caquot :**

Elle est applicable si la méthode forfaitaire n'est pas applicable.

Principe de calcul :

✓ Notation de longueur : $L' = 0,8 L$ travée intermédiaire.

$L = L$ travée de rive.

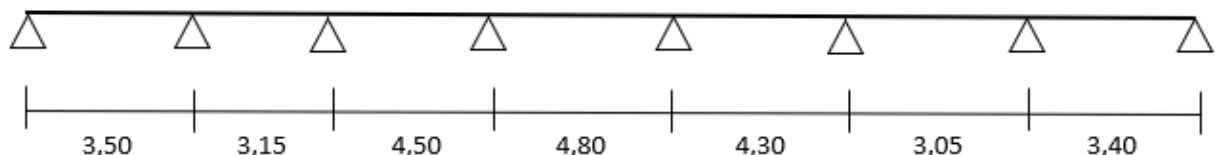
Cas des charges uniformément réparties

✓ Moment aux appuis
$$M_i(q) = -\frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{8,5(l'_w + l'_e)}$$

✓ Moment en travée
$$\left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{-V_w}{q} \\ M_t = M_w - V_w X - \frac{q \times x_0^2}{2} - \sum_{a_i \leq x_0} p_i X \end{array} \right.$$

✓ Efforts tranchants
$$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q \times L}{2} \sum p_i \left(1 - \frac{a_i}{L}\right) \\ V_e = V_w + q \times L + \sum p_i \end{array} \right.$$

Dans notre étude la poutrelle a 7 travées : Travée (AB, BC, CD, DE, EF, FG et GH)



Application :✓ **Calcul des moments aux appuis à L'ELU :**

Appui A:		$M_A = 0 \text{ KN.m}$
Appui B:	$M_B = -\frac{9,36(3,5^3)+9,36(2,52^3)}{8,5(3,5+2,52)}$	$M_B = -10,77 \text{ KN.m}$
Appui C:	$M_C = -\frac{9,36(2,52^3)+9,36(3,60^3)}{8,5(2,52+3,60)}$	$M_C = -11,27 \text{ KN.m}$
Appui D:	$M_D = -\frac{9,36(3,60^3)+9,36(3,84^3)}{8,5(3,60+3,84)}$	$M_D = -15,53 \text{ KN.m}$
Appui E:	$M_E = -\frac{9,36(3,84^3)+9,36(3,44^3)}{8,5(3,84+3,44)}$	$M_E = -14,72 \text{ KN.m}$
Appui F:	$M_F = -\frac{9,36(3,44^3)+9,36(2,44^3)}{8,5(3,44+2,44)}$	$M_F = -10,34 \text{ KN.m}$
Appui G:	$M_G = -\frac{9,36(2,44^3)+9,36(3,4^3)}{8,5(2,44+3,4)}$	$M_G = -10,15 \text{ KN.m}$
Appui H:		$M_H = 0 \text{ KN.m}$

✓ **Calcul de l'effort tranchant à L'ELU :**

Travée AB :	$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{0+10,77}{3,5} - \frac{9,36 \times 3,5}{2} \\ V_e = -13,30 + (9,36 \times 3,5) \end{array} \right.$	$V_w = -13,30 \text{ KN.}$
		$V_e = 19,46 \text{ KN.}$
Travée BC :	$\left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-10,77+11,27}{3,15} - \frac{9,36 \times 3,15}{2} \\ V_e = -14,58 + (9,36 \times 3,15) \end{array} \right.$	$V_w = -14,58 \text{ KN.}$
		$V_e = 14,90 \text{ KN.}$

$$\text{Travée CD : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-11,27+15,53}{4,5} - \frac{9,36 \times 4,5}{2} \\ V_e = -20,11 + (9,36 \times 4,5) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -20,11 \text{ KN.} \\ V_e = 22,01 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\text{Travée DE : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-15,53+14,72}{4,8} - \frac{9,36 \times 4,8}{2} \\ V_e = -22,63 + (9,36 \times 4,8) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -22,63 \text{ KN.} \\ V_e = 22,30 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\text{Travée EF : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-14,72+10,34}{4,3} - \frac{9,36 \times 4,3}{2} \\ V_e = -21,14 + (9,36 \times 4,3) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -21,14 \text{ KN.} \\ V_e = 19,11 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\text{Travée FG : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-10,34+10,15}{3,05} - \frac{9,36 \times 3,05}{2} \\ V_e = -14,34 + (9,36 \times 3,05) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -14,34 \text{ KN.} \\ V_e = 14,21 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\text{Travée GH : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-10,15+0}{3,4} - \frac{9,36 \times 3,4}{2} \\ V_e = -18,90 + (9,36 \times 3,4) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -18,90 \text{ KN.} \\ V_e = 12,92 \text{ KN.} \end{array}$$

✓ Calcul des moments à L'ELU :

$$\begin{array}{l} \text{Travée AB :} \\ \left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{13,30}{9,36} \\ M_t = 0 + 13,30 \times 1,42 - \frac{9,36 \times 1,42^2}{2} \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} x_0 = 1,42 \\ M_t = 9,45 \text{ KN.m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Travée BC :} \\ \left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{14,58}{9,36} \\ M_t = -10,77 + 14,58 \times 1,56 - \frac{9,36 \times 1,56^2}{2} \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} x_0 = 1,56 \\ M_t = 0,58 \text{ KN.m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Travée CD :} \\ \left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{20,11}{9,36} \\ M_t = -11,27 + 20,11 \times 2,15 - \frac{9,36 \times 2,15^2}{2} \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} x_0 = 2,15 \\ M_t = 10,33 \text{ KN.m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Travée DE :} \\ \left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{22,63}{9,36} \\ M_t = -15,53 + 22,63 \times 2,41 - \frac{9,36 \times 2,41^2}{2} \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} x_0 = 2,41 \\ M_t = 11,83 \text{ KN.m} \end{array}$$

$$\begin{array}{l} \text{Travée EF} \\ \left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{21,14}{9,36} \\ M_t = -14,72 + 21,14 \times 2,26 - \frac{9,36 \times 2,26^2}{2} \end{array} \right. \end{array} \quad \begin{array}{l} x_0 = 2,26 \\ M_t = 9,15 \text{ KN.m.} \end{array}$$

$$\text{Travée FG : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{x_0 = \frac{14,34}{9,36}} \\ \mathbf{M_t = -10,34 + 14,34 \times 1,53 - \frac{9,36 \times 1,53^2}{2}} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \mathbf{x_0 = 1,53.} \\ \mathbf{M_t = 0,64 \text{ KN.m}} \end{array}$$

$$\text{Travée GH : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{x_0 = \frac{18,9}{9,36}} \\ \mathbf{M_t = -10,15 + 18,9 \times 2,02 - \frac{9,36 \times 2,02^2}{2}} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \mathbf{x_0 = 2,02} \\ \mathbf{M_t = 8,93 \text{ KN.m}} \end{array}$$

✓ Calcule des moments aux appuis à L'ELS :

$$\text{Appui A:} \quad \mathbf{M_A = 0 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui B:} \quad \mathbf{M_B = -\frac{6,57(3,5^3) + 6,57(2,52^3)}{8,5(3,5 + 2,52)}} \quad \mathbf{M_B = -7,56 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui C:} \quad \mathbf{M_C = -\frac{6,57(2,52^3) + 6,57(3,60^3)}{8,5(2,52 + 3,60)}} \quad \mathbf{M_C = -7,91 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui D:} \quad \mathbf{M_D = -\frac{6,57(3,60^3) + 6,57(3,84^3)}{8,5(3,60 + 3,84)}} \quad \mathbf{M_D = -10,73 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui E:} \quad \mathbf{M_E = -\frac{6,57(3,84^3) + 6,57(3,44^3)}{8,5(3,84 + 3,44)}} \quad \mathbf{M_E = -10,33 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui F:} \quad \mathbf{M_F = -\frac{6,57(3,44^3) + 6,57(2,44^3)}{8,5(3,44 + 2,44)}} \quad \mathbf{M_F = -7,26 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui G:} \quad \mathbf{M_G = -\frac{6,57(2,44^3) + 6,57(3,4^3)}{8,5(2,44 + 3,4)}} \quad \mathbf{M_G = -7,12 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Appui H:} \quad \mathbf{M_H = 0 \text{ KN.m}}$$

✓ Calcul de l'effort tranchant à L'ELS :

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{0+7,56}{3,5} - \frac{6,57 \times 3,5}{2} \\ V_e = -9,34 + (6,57 \times 3,5) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -9,34 \text{ KN.} \\ V_e = 13,65 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\text{Travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-7,56+7,91}{3,15} - \frac{6,57 \times 3,15}{2} \\ V_e = -10,24 + (6,57 \times 3,15) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -10,24 \text{ KN.} \\ V_e = 10,45 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\text{Travée CD : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-7,91+10,73}{4,5} - \frac{6,57 \times 4,5}{2} \\ V_e = -14,16 + (6,57 \times 4,5) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -14,16 \text{ KN.} \\ V_e = 15,40 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\text{Travée DE : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-10,73+10,33}{4,8} - \frac{6,57 \times 4,8}{2} \\ V_e = -15,85 + (6,57 \times 4,8) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -15,85 \text{ KN.} \\ V_e = 15,69 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\text{Travée EF : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-10,33+7,26}{4,3} - \frac{6,57 \times 4,3}{2} \\ V_e = -14,84 + (6,57 \times 4,3) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -14,84 \text{ KN.} \\ V_e = 13,41 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\text{Travée FG : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-7,26+7,12}{3,05} - \frac{6,57 \times 3,05}{2} \\ V_e = -10,06 + (6,57 \times 3,05) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -10,06 \text{ KN.} \\ V_e = 9,98 \text{ KN.} \end{array}$$

$$\text{Travée GH : } \left\{ \begin{array}{l} V_w = \frac{-7,12+0}{3,4} - \frac{6,57 \times 3,4}{2} \\ V_e = -13,26 + (6,57 \times 3,4) \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} V_w = -13,26 \text{ KN.} \\ V_e = 9,08 \text{ KN.} \end{array}$$

✓ Calcul des moments à L'ELS :

$$\text{Travée AB : } \left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{9,34}{6,57} \\ M_t = 0 + 9,34 \times 1,42 - \frac{6,57 \times 1,42^2}{2} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} x_0 = 1,42 \\ M_t = 6,64 \text{ KN.m} \end{array}$$

$$\text{Travée BC : } \left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{10,24}{6,57} \\ M_t = -7,56 + 10,24 \times 1,56 - \frac{6,57 \times 1,56^2}{2} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} x_0 = 1,56 \\ M_t = 0,42 \text{ KN.m} \end{array}$$

$$\text{Travée CD : } \left\{ \begin{array}{l} x_0 = \frac{14,16}{6,57} \\ M_t = -7,91 + 14,16 \times 2,15 - \frac{6,57 \times 2,15^2}{2} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} x_0 = 2,15 \\ M_t = 6,91 \text{ KN.m} \end{array}$$

$$\text{Travée DE : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{x_0 = \frac{15,85}{6,57}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{x_0 = 2,41} \\ \mathbf{M_t = -10,73 + 15,85 \times 2,41 - \frac{6,57 \times 2,41^2}{2}} \quad \mathbf{M_t = 8,39 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée EF } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{x_0 = \frac{14,84}{6,57}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{x_0 = 2,26} \\ \mathbf{M_t = -10,33 + 14,84 \times 2,26 - \frac{6,57 \times 2,26^2}{2}} \quad \mathbf{M_t = 6,43 \text{ KN.m.}} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée FG : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{x_0 = \frac{10,06}{6,57}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{x_0 = 1,53.} \\ \mathbf{M_t = -7,26 + 10,06 \times 1,53 - \frac{6,57 \times 1,53^2}{2}} \quad \mathbf{M_t = 0,44 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

$$\text{Travée GH : } \left\{ \begin{array}{l} \mathbf{x_0 = \frac{13,26}{6,57}} \qquad \qquad \qquad \mathbf{x_0 = 2,02} \\ \mathbf{M_t = -7,12 + 13,26 \times 2,02 - \frac{6,57 \times 2,02^2}{2}} \quad \mathbf{M_t = 6,26 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L (m)	3,50	3,15	4,50	4,80	4,30	3,05	3,40	
L' (m)	3,50	2,52	3,60	3,84	3,44	2,44	3,40	
V _w (KN)	-13,30	-14,58	-20,11	-22,63	-21,14	-14,34	-18,90	
V _E (KN)	19,46	14,90	22,01	22,30	19,11	14,21	12,92	
X ₀ (m)	1,42	1,56	2,15	2,41	2,26	1,53	2,02	
M _T (KN.m)	9,45	0,58	10,33	11,83	9,15	0,64	8,93	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
M (KN.m)	0	-10,77	-11,17	-15,53	-14,72	-10,34	-10,15	0

Tableau III.2.3: Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELU.

Travée	AB	BC	CD	DE	EF	FG	GH	
L (m)	3,50	3,15	4,50	4,80	4,30	3,05	3,40	
L' (m)	3,50	2,52	3,60	3,84	3,44	2,44	3,40	
V _w (KN)	-9,34	-10,24	-14,16	-15,85	-14,84	-10,06	-13,26	
V _E (KN)	13,65	10,45	15,40	15,69	13,41	9,98	9,08	
X ₀ (m)	1,42	1,56	2,15	2,41	2,26	1,53	2,02	
M _T (KN.m)	6,64	0,42	6,91	8,39	6,43	0,44	6,26	
Appuis	A	B	C	D	E	F	G	H
M (KN.m)	0	-7,56	-7,91	-10,73	-10,33	-7,26	-7,12	0

Tableau III.2.4: Moments fléchissant en travées et appuis à l'ELS.

M ^a _{u(max)} (KN.m)	M ^t _{u(max)} (KN.m)	V _w (KN)	V _E (KN)
15,53	11,83	22,63	22,30

Tableau III.2.5: Récapitulatif des résultats.

d) Ferrailage à L'ELU:

1. Armatures longitudinales :

La poutrelle sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques suivantes : $b = 0.65 \text{ m}$; $b_0 = 0.12 \text{ m}$; $h_0 = 0.04 \text{ m}$; $h = 0.20 \text{ m}$; $d = 0.9h = 0.18 \text{ m}$

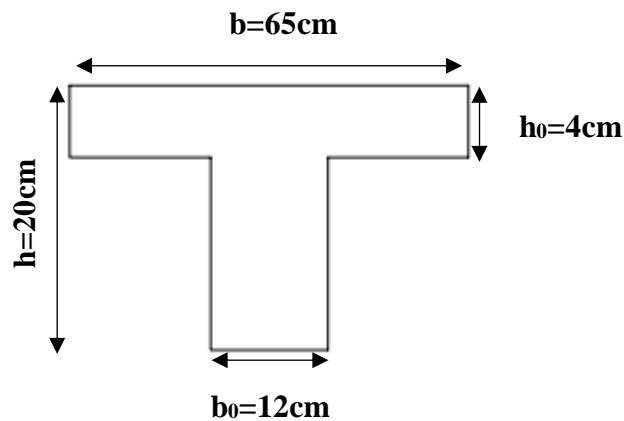


Figure III.2.5 : Coffrage de la poutrelle.

D'après l'organigramme de la flexion simple nous trouverons les résultats suivants :

- **Moment de référence :**

En travées :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = bh_0 F_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad , \quad F_{bc} = \frac{0,85F_{c28}}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) 10^3 = 59,072 \text{ KN.m}$$

$M_u < M_{tu} \implies$ L'axe neutre sera à l'intérieur de la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \cdot h)$, $b = 65\text{cm}$ et $h = 20\text{cm}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{11,83 \cdot 10^{-3}}{0,65 \times (0,18)^2 \times 14,2} = 0,039$$

$$\mu_l = 0,392$$

$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A_s' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires), (S.S.A).

Avec :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,05$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{11,83 \times 10^5}{0,98 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1,93 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 (65)(18) \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 3HA14} \longrightarrow A = 4,62 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$M_{u \max} = 15,53 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section à considérer pour le calcul est une section rectangulaire ($b \times h$) = (12×20) cm².

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{15,53 \cdot 10^{-3}}{0,12 \times (0,18)^2 \times 14,20} = 0,281$$

$$\mu_l = 0,391$$

$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A_s' = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires), (S.S.A).

Avec :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0,423$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,83$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Donc : } A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{15,53 \times 10^5}{0,83 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 2,99 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 (12)(18) \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adoptif}} = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 2HA14} \longrightarrow \mathbf{A = 3,08 \text{ cm}^2}$$

2. Armatures transversales :

- a. **Diamètre des barres BAEL9 1 modifié 99(Art A.7.2.2).**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par :

$$\varphi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \varphi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

φ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\varphi_t \leq \min (0,6 ; 1,2 ; 1,2) = 0,6 \text{ cm}$$

On prend $\varphi_t = 6 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier **FeE215**

On choisit un cadre $\varphi_t = 6 \text{ mm}$ avec $A_t = \mathbf{2HA6} = 0,57 \text{ cm}^2$

Choix : $\mathbf{2\varphi6} \longrightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art 5.1.22/BAEL91)**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > \frac{0,4bs_t}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0,4 \times 12 \times 15}{400} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

b. Calcul de l'espacement des armatures :

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

$$\text{Zone courante :} \quad S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm})$$

$$\text{Zone nodale :} \quad S_t = S_t \text{ Zone courante} / 2$$

Donc :

$$S_t \leq \min(16,2; 40\text{cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$ (sauf pour le premier plan des armatures transversale qui sera placé à

$$\frac{S_t}{2} = 7,5$$

Conclusion :

En travée : $\mathbf{3HA14} = 4,62 \text{ cm}^2$.

Aux appuis : $\mathbf{2HA14} = 3,08 \text{ cm}^2$.

Les armatures transversales : $\mathbf{2HA6} = 0,56 \text{ cm}^2$.

III.2.4. Vérifications à l'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité : **BAEL91 modifié 99(Art A.4.2.1).**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 65 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41$$

Aux appuis : $A_a = 3,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

En travées : $A_t = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

b) Vérification aux cisaillements : **BAEL91 modifié 99(Art A.5.1.1).**

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\}$$

avec : $T_{u \max} = 22,30 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{22,30 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18} = 1,03 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \}$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa .}$$

$\tau_u = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.3).

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement.

$\Psi_s = 1.5$ pour les H.A .

$\Psi_s = 1$ pour les R.L.

$\bar{\tau}_{se}$: Contrainte admissible d'adhérence à l'entraînement des barres.

τ_{se} : Contrainte d'adhérence limite ultime

$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3.15 \text{ MPa}$.

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

Avec : $\sum u_i$ = Somme des périmètres utile des armatures

$$\sum u_i = n \phi \pi$$

n : nombre des barres.

En travées :

$$\sum u_i = n \phi \pi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{22,63 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 131,88} = 1,06 \text{ MPa}.$$

$\tau_{se} = 1,06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis :

$$\sum u_i = n \phi \pi = 2 \times 3,14 \times 14 = 87,92 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{22,30 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 87,92} = 1,56 \text{ MPa}.$$

$\tau_{se} = 1,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$ **Condition vérifiée.**

➤ Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales

d) Ancrage des barres :

BAEL91 modifié 99 (Art A.6.1.21).

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi \quad \text{avec} \quad L_s : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\phi = 12 \text{ mm.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.} \quad L_r = 0,4 L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm.}$$

Pour des raisons pratiques, on adoptera un crochet normal.

Soit : $L_r = 20 \text{ cm}$.

e) Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

BAEL91 modifié 99

(Art A.5.1.313).

✓ Influence sur le béton :

$$T_{u \max} = 0,4 \times b_0 \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} = 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,180 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} = 129,6 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 22,30 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Influence sur les aciers :

On doit vérifier :

$$A_a \geq \frac{\gamma_b}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

$$\text{Avec : } A_a = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A_a \geq \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(22,30 \times 10^3 + \frac{15,53 \times 10^2}{0,9 \times 18} \right) = 0,64 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3,08 \text{ cm}^2 \geq 0,64 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Finalement on constate que l'effort tranchant T_u n'as pas d'influence sur les armatures inferieures.

III.2.5. Vérifications à l'ELS :

- a) **Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures : BAEL91 modifié 99 (Art. A.4.5.3).**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

- b) **la contrainte de compression dans le béton : BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2)**

La fissuration étant peu préjudiciable, on doit vérifier :

En travée :

$M_{ser} = 8,39 \text{ KNm} ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; A = 4,62 \text{ cm}^2 ; A_s' = 0.$

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

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

✓ **Position de l'axe neutre:**

$Y = \eta \frac{A_s + A_s'}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s + d \cdot A_s'}{7,5(A_s + A_s')^2}} - 1 \right) \dots\dots\dots \text{BAEL.91.P.155}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 15 \\ A_s' = 0 \end{array} \right.$ c'est le coefficient d'équivalence acier – béton.

$Y = 15 \frac{4,62}{65} \left(\sqrt{1 + \frac{65 \cdot 18}{7,5 \cdot (4,62)^2}} - 1 \right) \qquad Y = 2,01 \text{ cm}.$

✓ **Calcul de Moment d'inertie I:**

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

$I = \frac{65}{3} (2,01)^3 + 15 [4,62 (18 - 2,01)^2] \qquad I = 17894,58 \text{ cm}^4.$

$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{8,39 \times 10^6}{17894,58 \times 10^4} \qquad K = 0,047 \text{ N/mm}^3.$

$$\sigma_{bc} = K.Y = 0,047 \times 20,1 < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28}.$$

$$\sigma_{bc} = 0,945 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$M_{ser} = 10,73 \text{ KNm} ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; A = 3,08 \text{ cm}^2 ; A_{s'} = 0 ; Y = 3,88 \text{ cm} ;$$

$$I = 9327,97 \text{ cm}^4.$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{10,73 \times 10^6}{9327,97 \times 10^4} \qquad K = 0,115 \text{ N/mm}^3.$$

$$\sigma_{bc} = K.Y = 0,115 \times 38,8 < \bar{\sigma} = 0,6f_{c28}.$$

$$\sigma_{bc} = 4,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

c) Vérification des contraintes dans l'acier :

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

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

$$\sigma_s = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

En travée :

$$\sigma_s = 15 \frac{8,39 \times 10^{-3}}{17894,58 \times 10^{-8}} (18 - 2,01) \times 10^{-2} = 112,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 112,45 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Condition vérifiée.}$$

Aux appuis:

$$\sigma_s = 15 \frac{10,73 \times 10^{-3}}{9327,97 \times 10^{-8}} (18 - 3,88) \times 10^{-2} = 243,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 243,63 < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Condition vérifiée.}$$

Remarque : La fissuration est peu préjudiciable, aucune vérification n'est nécessaire pas de limitation de σ_s en service.

d) Vérification de la flèche : BAEL91 modifié 99(Art B.6.5.2)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_c}$$

Avec : **L** : La portée entre nus d'appuis (4,80m)

h : hauteur de la section

M_t : moment max en travée

M₀ : moment de la travée de référence

A : section d'acier tendu en travée

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{480} = 0,042 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

Donc on va calculer la flèche et vérifiée celle-ci avec la flèche admissible

Calcul de la flèche :

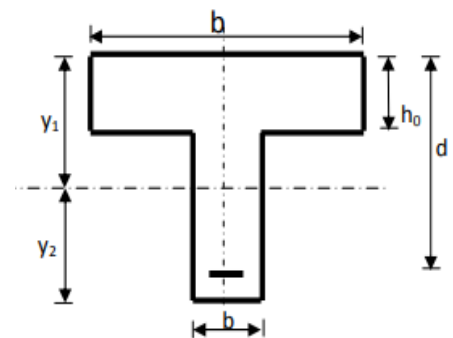
On doit vérifier que :

$$f = \frac{M_t^2 \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \leq \bar{f} \longrightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{4800}{500} = 9,6 \text{ mm}$$

Avec :

f : La flèche admissible

E_v : Module de déformation différé



$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 4800 \cdot \sqrt[3]{25} = 14035,28 \text{ MPa}$$

I_{fv}: Inertie fictive pour les charges de longue durée $I_{fv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \mu \lambda_v}$ (**I₀**: Moment d'inertie de la section homogénéisée (n=15) par rapport au centre de gravité de la section).

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_s$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \cdot 4 + 15 \times 4,62 = 521,3 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de V1 et V2 :**

Moment statique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \cdot 4,62 \cdot 18 = 4071,4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{4071,4}{521,3} = 7,8 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,8 = 12,2 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(V_1 - \frac{h_0}{2} \right)^2 \right] + 15A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,8^3 + 12,2^3) + (65 - 12) \cdot 4 \left[\frac{4^2}{12} + \left(7,8 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \cdot 4,62 (12,2 - 2)^2$$

$$I_0 = 23785,92 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul des coefficients :**

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{4,62}{12 \times 18} = 0,021$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,021 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 0,783$$

$$\mu = \max \left(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0 \right) = \max \left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,021 \times 112,45 + 2,1}; 0 \right) = 0,68$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 23785,92}{1 + 0,783 \times 0,68} = 17073,76 \text{ cm}^4$$

D’ou la flèche

$$f = \frac{M_t^a \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

$$f = \frac{8,39 \times 4,8^2}{10 \times 14035,28 \times 10^3 \times 17073,76 \times 10^{-8}} = 0,008m = 8 \text{ mm} < \bar{f} = 9,6 \text{ mm}$$

$f = 8 \text{ mm} < \bar{f} = 9,6 \text{ mm} \longrightarrow$ Condition vérifiée

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, les armatures calculées à l’Etat Limite Ultime sont suffisantes alors les poutrelles seront ferrillées comme suit :

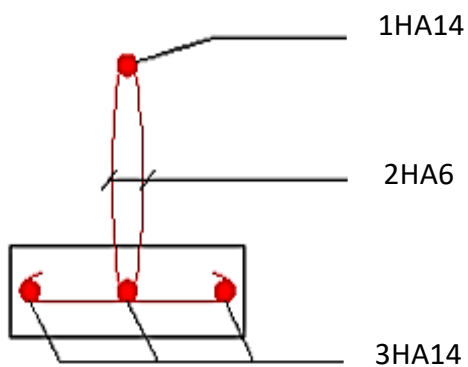
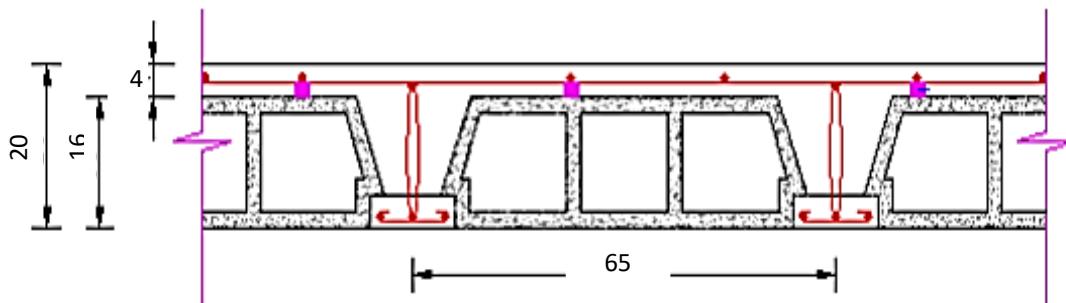


Figure III.2.6. Ferrailage de la

Poutrelle en travées

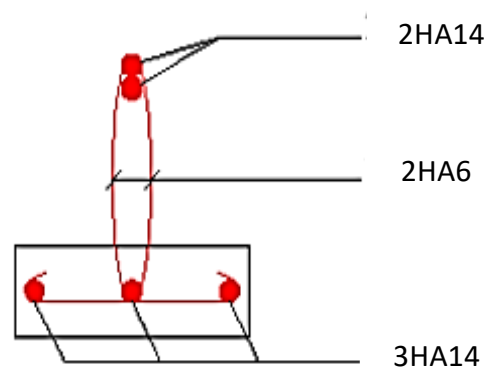


Figure III.2.7. Ferrailage de la

poutrelle aux appuis

III.4. Etude de la salle machine :

III.4.1. Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

La surface de la salle machine est de : $2,15 \times 1,60 = 3,44 \text{ m}^2$.

La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : 8 t ($P=80 \text{ KN}$).

La charge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml .

La vitesse est $v=1 \text{ m/s}$

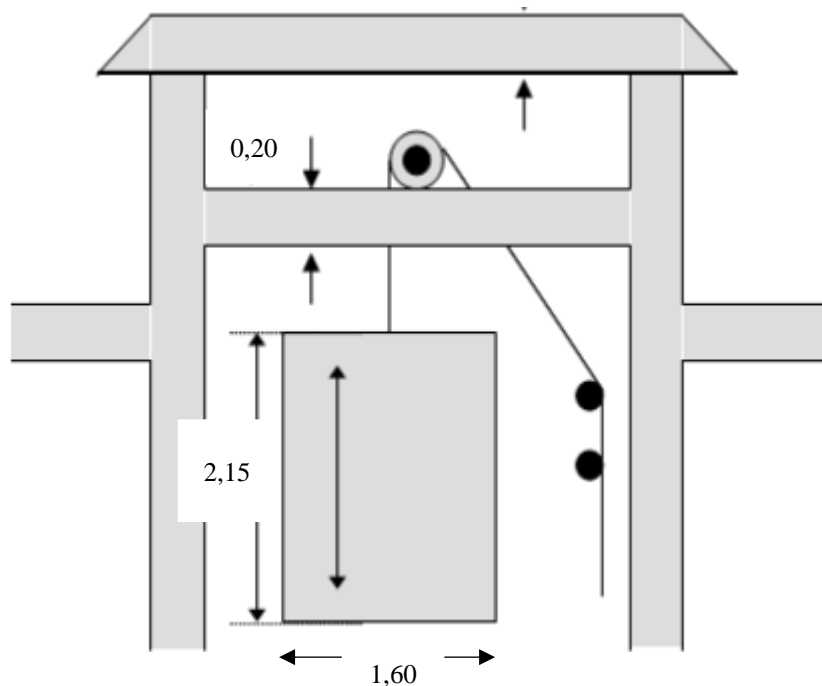


Figure III.4.1.coupe verticale de la cage d'ascenseur

III.4.2. Calcul de la dalle pleine :

a) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5,33 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$.

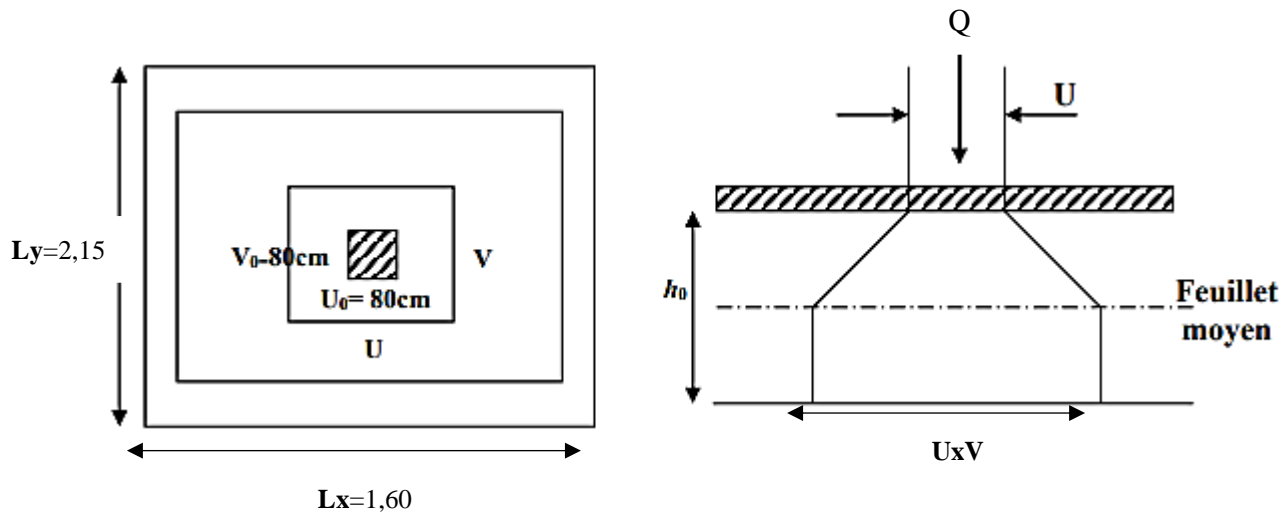


Figure III.4.2. Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

Dans notre cas c'est une dalle isolée

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{2,15} = 0,74$$

$0,4 \leq 0,74 \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$U = U_0 + 2 \cdot k \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \cdot k \cdot e + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle 20 cm

e = épaisseur du revêtement 5 cm

k : 1 car le revêtement est aussi solide que le béton

$U_0 = 80$ cm

$V_0 = 80$ cm

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y
On remplace :

$$u = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$

III.4.3. Détermination des sollicitations :

A l'ELU :

Poids propre de la dalle $G = 0.20 \times 25 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur).
La surcharge $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$$p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/ml}$$

Avec :

p_u : Charge concentrée du système de levage.

q_u : Charge uniformément répartie.

A l'ELS :

$$p_s = P = 80 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. Calcul à l'état limite ultime :

a) Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage :

$$M_{x1} = P_u(M_1 + v.M_2)$$

$$M_{y1} = P_u(M_2 + v.M_1)$$

Avec : $v = 0$ à l'ELU et $0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho ; \frac{u}{l_x} ; \frac{v}{l_y})$ à partir des abaques de

PIGEAUD.

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,75 \\ \frac{u}{l_x} = \frac{1,10}{1,60} = 0,69 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{1,10}{2,15} = 0,5 \end{array} \right\} \text{ par interpolation } \begin{array}{l} M_1 = 0,102 \text{ KN.m} \\ M_2 = 0,0567 \text{ KN} \end{array}$$

$$\text{A l'ELU : } M_{x1} = P_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = P_u \cdot M_2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 108 \cdot 0,102 = \mathbf{11,016 \text{ KN.m}} \\ M_{y1} = 108 \cdot 0,0567 = \mathbf{6,124 \text{ KN.m}} \end{array} \right.$$

b) Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL91modifié 99).

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_x .

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_y .

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et $\nu = 0$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,20 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 8,25 \text{ KN/mL}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0634 \times 8,25 \times (1,6)^2 = 1,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,494 \times 1,34 = 0,662 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,016 + 1,34 = 12,356 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,124 + 0,662 = 6,786 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 (12,356) = 10,503 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 (6,786) = 5,768 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 0.3 (12,356) = 3,707 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 0.3 (6,786) = 2,036 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens x-x :**

En travée :

$$d_x = e - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} . \quad \text{Avec } c : \text{ l'enrobage.}$$

$$M_t^x = 10,503 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10,503 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 0,029$$

$$\beta = 0,988$$

$$A = \frac{M_t^x}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{10,503 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1,7 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

Aux appuis :

$$M_a^x = 3,707 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3,707 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,008$$

$$\mu_{bu} = 0,008 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,996$$

$$A = \frac{M_a^x}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{3,707 \times 10^3}{0.996 \times 18 \times 348} = 0,594 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

➤ **Sens y-y :**

En travée :

$$d_y = e - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} . \quad \text{Avec } c : \text{l'enrobage.}$$

$$M_t^y = 5,768 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5,768 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,994$$

$$A = \frac{M_t^y}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{5,768 \times 10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

Aux appuis :

$$M_a^y = 2,036 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^y}{b \times d_x^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2,036 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,004$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,998$$

$$A = \frac{M_a^y}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{2,036 \times 10^3}{0.998 \times 18 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

III.4.5. Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$W = W_0 \cdot x \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,74$$

A_{min} : Section minimale d'armature.

S : section totale du béton.

W₀ : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,74}{2} \right) = 0,000904$$

$$A_{\min} = 0,000904 \times (20 \times 100) = 1,808 \text{ cm}^2$$

A_{st} = 2,01 > A_{min} Condition vérifiée.

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

❖ Armatures A_x/L_x : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

❖ Armatures A_y/L_y : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

d) Vérification au non poinçonnement :(BAEL91/art : A.5.2. 42) :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,20 \times 25000}{1,5} = 660 \text{ KN}$$

Avec : $U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(1,1 + 1,1) = 4,4 \text{ m}$

$$q_u = 108 \text{ KN} \leq 660 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u = v$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{p}{v_0 + 2u_0}$$

$$V_u = \frac{108}{(2 \times 1,1) + 1,1} = 32,73 \text{ KN}$$

Au milieu de v , on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{108}{3 \times 1,1} = 32,73 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32,73 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,182 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,182 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.6. Vérification à L'ELS :

a) les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$q_s = P$; $\nu = 0,2$ à ELS :

$$M_{x1} = 80 (0,102 + 0,2 \times 0,0567) \Rightarrow M_{x1} = 9,067 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 (0,0567 + 0,2 \times 0,102) \Rightarrow M_{y1} = 6,168 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrées par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G+Q = 5 + 1 \Rightarrow q_s = 6 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,632 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0696 \times 6 \times (1,6)^2 = 1,069 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,632 \times 1,069 = 0,676 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 9,067 + 1,069 = 10,136 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6,168 + 0,676 = 6,844 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

- Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = 3,041 \text{ KN m}$

En travées : $M_t = 8,616 \text{ KN m}$

- Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 2,053 \text{ KN m}$

En travées : $M_t = 5,817 \text{ KN m}$

d) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Les aciers : $\left\{ \begin{array}{l} \text{HA } \phi \geq 6 \text{ mm} \quad \eta = 1,6 \\ f_e \text{E400} \end{array} \right.$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 21} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

- Sens x-x :

En travée : $M_t = 8,616 \text{ KN.m}$ $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$\rho = 0,174$ $\beta_1 = 0,932$ $K_1 = 58,53$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{8,616 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 3,14 \times 100} = 163,564 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 163,564 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{163,564}{58,53} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$\sigma_{bc} = 2,794 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Aux appuis : $M_a = 3,041 \text{ KN.m}$ $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

$\rho = 0,112$ $\beta_1 = 0,944$ $K_1 = 74,29$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{3,041 \times 10^6}{0,944 \times 180 \times 2,01 \times 100} = 89,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 89,04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{89,04}{74,29} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 1,198 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

Sens x-x

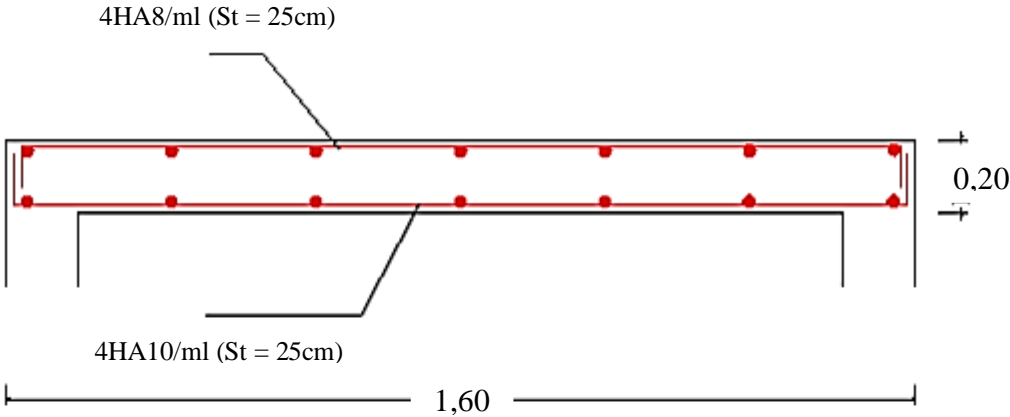
En travée : **4HA10** (St= 25 cm).

Aux appuis : **4HA 8** (St= 25 cm).

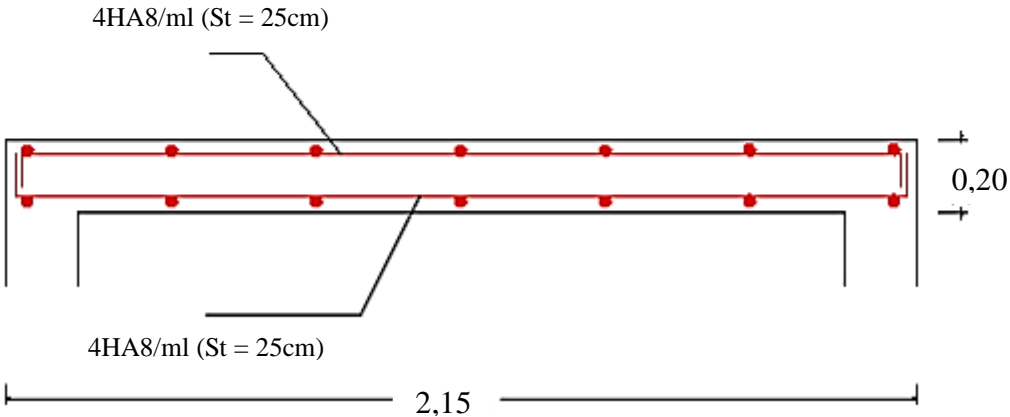
Sens y-y

En travée : **4HA8** (St= 25 cm).

Aux appuis : **4HA8** (St= 25 cm).



Sens x-x



Sens y-y

III.3. Balcons

III.3.1. Introduction :

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, on a recours pour le calcul des sollicitations, à la théorie des lignes de rupture.

III.3.2. Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur par application de la méthode exposée dans le **BAEL 91**.

Soit l_x , l_y distances mesurées entre nu d'appuis, et « q » la charge uniformément répartie par l'unité de longueur. On suppose que le panneau est simplement appuyé.

l_x : la plus petite dimension du panneau.

l_y : la plus grande dimension du panneau.

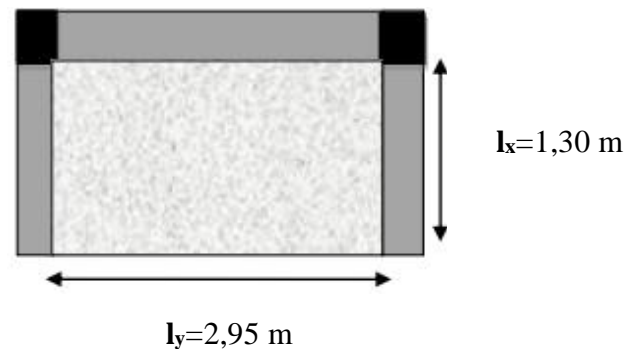
$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si $\rho < 0,4 \longrightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si $0,4 \leq \rho \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,30}{2,95} = 0,44$$

$\rho = 0,4 \leq 0,44 \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.



III.3.3. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,44 \\ v = 0 \text{ (ELU)} \end{array} \right. \Longrightarrow \mu_x = 0,1032 \quad \text{et} \quad \mu_y = 0,25$$

Poids de la dalle : $G = 6,56 \text{ KN/m}^2$

Charge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ KN/m}^2$

III.3.4. Combinaison de charges :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6,56 + 1.5 \times 3,5 = 14,106 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = q_u \times b = 14,106 \times 1 = 14,106 \text{ KN/ml}$$

III.3.5. Moment dus au poids propre :

Pour le calcul des moments fléchissant on distingue deux cas :

$$1) \quad l_x < \frac{l_y}{2} \implies \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} \end{array} \right.$$

$$2) \quad l_x \geq \frac{l_y}{2} \implies \left\{ \begin{array}{l} M_0^x = \frac{p \times l_y^3}{24} \\ M_0^y = \frac{p \times l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{p \times l_y^3}{48} \end{array} \right.$$

Dans notre cas, les trois panneaux vérifient le deuxième cas

$$l_x = 1,30 \text{ m} < \frac{l_y}{2} = 1,47 \text{ m}$$

$$M_0^x = \frac{p \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times p \times l_x^3}{3} = \frac{14,106 \times 1,30^2 \times 2,95}{2} - \frac{2 \times 14,106 \times 1,30^3}{3} = 14,5 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \frac{p \times l_x^3}{6} = \frac{14,106 \times 1,3^3}{6} = 5,16 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^x = 0,85 M_0^x = 0,85 \times 14,5 = 12,325 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_0^y = 0,85 \times 5,16 = 4,386 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -0,3 \times 14,5 = -4,35 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant :

$$V_x = Pu \frac{l_x}{2} \left(\frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = 8,83 \text{ KN}$$

$$V_y = Pu \frac{l_y}{2} \left(\frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} \right) = 0,76 \text{ KN}$$

$$V_{\max} = 8,83 \text{ KN}$$

III.3.6. Ferrailage :

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m et d'épaisseur $e_p = 20 \text{ cm}$

Le diamètre des armatures :

$$\varphi \leq \frac{e}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm} \quad \text{soit } \varphi = 12 \text{ mm}$$

On prend l'enrobage $c' = 2 \text{ cm}$

$$\text{Le sens x-x : } d_x = e - \frac{\varphi}{2} - c' = 17,4 \text{ cm}$$

$$\text{Le sens y-y : } d_y = d_x - \left(\frac{\varphi_x}{2} + \frac{\varphi_y}{2} \right) = 16,2 \text{ cm}$$

➤ **En travées :**

Sens x-x :

$$d_x = e - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} . \quad \text{Avec } c : \text{ l'enrobage.}$$

$$M_t^x = 12,325 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{12,325 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,027$$

$$\mu_{bu} = 0,027 < \mu_1 = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,034$$

$$z = d_x (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,177 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t^x}{z \times f_{st}} = \frac{12,325 \times 10^{-3}}{0,177 \times 348} = 2 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 2 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement : **St = 25cm**.

Sens y-y :

$$d_y = d_x - \phi = 18 - 1 = 17 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4,386 \times 10^{-3}}{1 \times 0,17^2 \times 14,2} = 0,011$$

$$\mu_{bu} = 0,011 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,014$$

$$z = d_y (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,169 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_t^y}{z \times f_{st}} = \frac{4,386 \times 10^{-3}}{0,169 \times 348} = 0,74 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 0,74 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm**.

➤ Aux appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{4,35 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,009$$

$$\mu_{bu} = 0,09 < \mu_l = 0,392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 0,011$$

$$z = 0,179 \text{ m}$$

$$A = \frac{M_a^x}{z \times f_{st}} = \frac{4,35 \times 10^{-3}}{0,179 \times 348} = 0,7 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A = 0,7 \text{ cm}^2$$

- Soit : $4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St = 25\text{cm}$.

III.3.7. Vérification à l'ELU :

a. Condition de non fragilité : (BAEL91 modifié 99/ Art B.7.4).

1/ Section minimale suivant l_x :

$$w_x = \frac{A_{\min}}{b \times h} \geq w_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right]$$

Avec :

A_{\min} : Section minimale d'armatures.

S : Section totale du béton.

W_0 : Taux d'acier minimal = 0.0008 pour Fe E400.

W_x : Pourcentage d'acier en travée dans le sens X-X.

$$A_{x_{\min}} = w_0 \left(\frac{1}{2} \right) \left[3 - \frac{l_x}{l_y} \right] b h$$

$$A_{x_{\min}} = 0.0008 \left(\frac{1}{2} \right) [3 - 0.44] 100 \times 20 = 2,048 \text{ cm}^2$$

$$A_{x_{\min}} = 2,048 \text{ cm}^2 < A_{tx} = 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{x_{\min}} = 2,048 \text{ cm}^2 < A_{ax} = 3,14 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

2/ Section minimale suivant l_y :

$$W_y \geq W_0 \dots\dots A_{y \min} = W_0 \times b \times h$$

$$A_{y \min} = 0.0008 \times 100 \times 20$$

$$A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{y \min} = 1.6 \text{ cm}^2 \geq \frac{A_x}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b. Espacements des armatures : (BAEL91 modifié 99/Art A.8.2.42).

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

(charges concentrées).

1. Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

2. Armatures de répartitions :

$$S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min\{60 ; 33 \text{ cm}\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de la contrainte tangentielle :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9 h_t = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} = \frac{8,83 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,049 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.5} = 1.167 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.049 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

Remarque : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.8. Vérification à l'ELS :

Combinaison de charges à l'ELS :

$q_s = G+Q$

$q_s = 6,56 + 3,5 = 10,06 \text{ KN/ml}$

Moments fléchissant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.44 \\ \nu = 0.2 \text{ (ELS)} \end{array} \right. \implies \mu_x = 0,1059 \text{ et } \mu_y = 0,325$$

AN:

$$M_x = \frac{10,06 \times 2,95^3}{24} = 10,76 \text{ KN}$$

$$M_y = \frac{10,06 \times 2,95^2}{8} \left(1,30 - \frac{2,95}{2}\right) + \frac{10,06 \times 2,95^3}{48} = 3,46 \text{ KN.m}$$

➤ **En travées :**

$$M_t^x = 0,85 M_x = 0,85 \times 10,76 = 9,146 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 M_y = 0,85 \times 3,46 = 2,941 \text{ KN.m}$$

➤ **Aux appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -0,3 \times 10,76 = 3,228 \text{ KN.m}$$

a. Vérification à l'état limite d'ouvertures des fissures :

BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression de béton

BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

La position de l'axe neutre y est donnée par la résolution de l'équation ci-après :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$$

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

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

localisation	sens	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)
Travées	x-x	9,146	15375,58	4,31	2,56	15	Conditions Vérifiées
	y-y	2,941	10011,78	3,56	1,04	15	
Appuis	x-x	3,228	11319,63	3,67	1,05	15	
	y-y	3,228	11319,63	3,67	1,05	15	

Tableau III.3.1. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

c. Vérification de la flèche :

On doit vérifier les conditions suivantes :

1) $e \geq \max\left(\frac{3}{80} l_x ; \frac{M_t^x}{20M_0^x} l_x\right)$

$e \geq \max(0,049 ; 0,055) = 0,055 \text{ m}$

$e = 0,2 \text{ m} \geq 0,055 \text{ m} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

2) $A_t^x = \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} = 0,0009 \text{ m}^2$

$A_t^x = 4,52 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées, Donc il n’y a pas nécessité de vérifier la flèche.

Conclusion :

La dalle pleine sera ferrillée comme suit :

➤ **En travées**

4HA12 (sens x-x) **St=25cm**

4HA10 (sens y-y) **St=25cm**

➤ **En appuis**

4HA10 (sens x-x) **St=25cm**

4HA10 (sens y-y) **St=25cm**

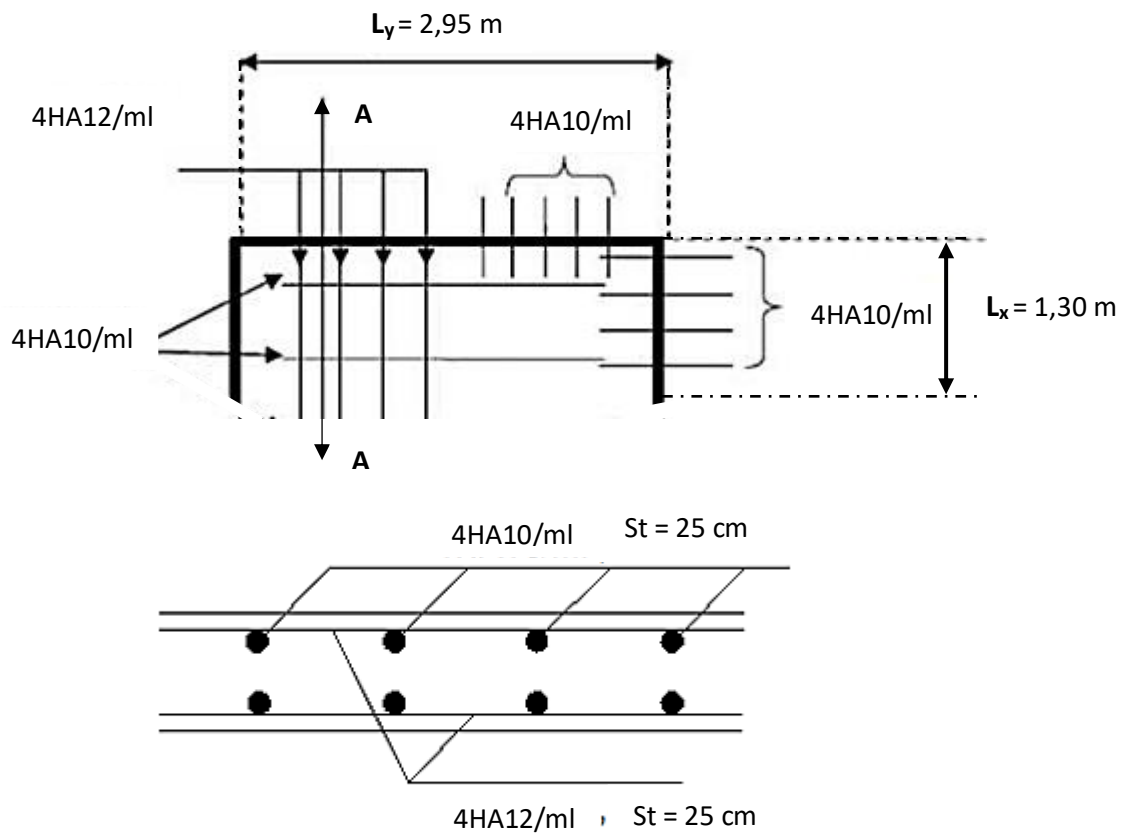


Figure III.3.1: Coupe verticale de la dalle pleine

III.4. Etude de la salle machine :

III.4.1. Caractéristiques de la cage d'ascenseur :

La surface de la salle machine est de : $2,15 \times 1,60 = 3,44 \text{ m}^2$.

La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de : 8 t (P=80 KN) .

La charge d'exploitation Q est prise égale à 1 KN/ml .

La vitesse est $v=1 \text{ m/s}$

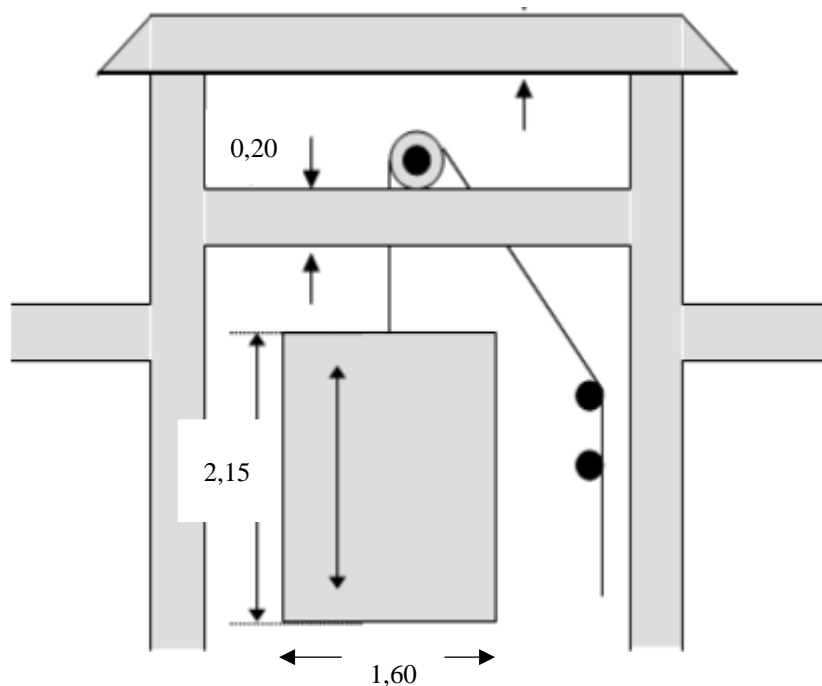


Figure III.4.1.coupe verticale de la cage d'ascenseur

III.4.2. Calcul de la dalle pleine :

a) Epaisseur de la dalle :

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule : $h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{160}{30} = 5,33 \text{ cm}$

NB : le RPA 2003 exige une hauteur $h_t \geq 12 \text{ cm}$; on adopte une hauteur $h_t = 20 \text{ cm}$.

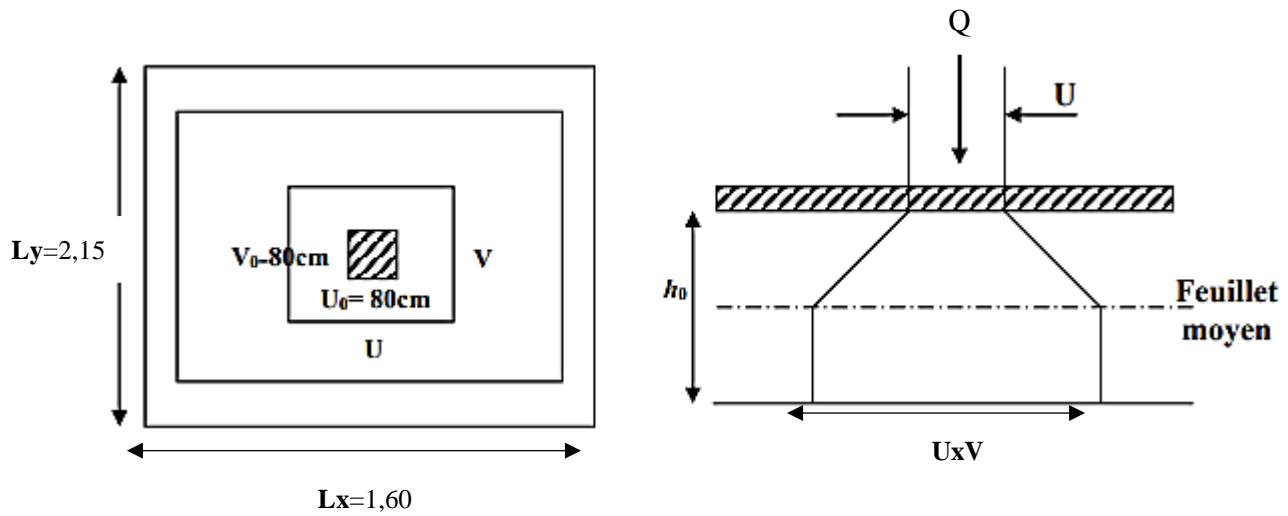


Figure III.4.2. Diffusion de charges dans le feuillet moyen.

Dans notre cas c'est une dalle isolée

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,60}{2,15} = 0,74$$

$0,4 \leq 0,74 \leq 1 \longrightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

La dalle repose sur son contour (4 appuis). Elle est soumise à la charge permanente localisée concentrique agissant sur un rectangle ($U \times V$), (surface d'impact) au niveau du feuillet moyen de la dalle.

Le calcul se fera à l'aide des abaques de **PIGEAUD** qui permettent de déterminer les moments dans les deux sens en plaçant la charge au milieu du panneau.

$$U = U_0 + 2 \cdot k \cdot e + h_0$$

$$V = V_0 + 2 \cdot k \cdot e + h_0$$

h_0 : épaisseur de la dalle 20 cm

e = épaisseur du revêtement 5 cm

k : 1 car le revêtement est aussi solide que le béton

$U_0 = 80$ cm

$V_0 = 80$ cm

Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y
On remplace :

$$u = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 2 \times 5 + 20 = 110 \text{ cm}$$

III.4.3. Détermination des sollicitations :

A l'ELU :

Poids propre de la dalle $G = 0.20 \times 25 \times 1 = 5 \text{ KN/ml}$ (bande de 1m de largeur).
La surcharge $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

$$p_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 80 = 108 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8,25 \text{ KN/ml}$$

Avec :

p_u : Charge concentrée du système de levage.

q_u : Charge uniformément répartie.

A l'ELS :

$$p_s = P = 80 \text{ KN}$$

$$q_s = G + Q = 5 + 1 = 6 \text{ KN/ml}$$

III.4.4. Calcul à l'état limite ultime :

a) Les moments M_{x1} , M_{y1} engendré par le système de levage :

$$M_{x1} = P_u (M_1 + v \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = P_u (M_2 + v \cdot M_1)$$

Avec : $v = 0$ à l'ELU et $0,2$ à l'ELS

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho ; \frac{u}{l_x} ; \frac{v}{l_y})$ à partir des abaques de

PIGEAUD.

$$\left. \begin{array}{l} \rho = 0,75 \\ \frac{u}{l_x} = \frac{1,10}{1,60} = 0,69 \\ \frac{v}{l_y} = \frac{1,10}{2,15} = 0,5 \end{array} \right\} \text{ par interpolation } \begin{array}{l} M_1 = 0,102 \text{ KN.m} \\ M_2 = 0,0567 \text{ KN} \end{array}$$

$$\text{A l'ELU : } M_{x1} = P_u \cdot M_1$$

$$M_{y1} = P_u \cdot M_2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 108 \cdot 0,102 = \mathbf{11,016 \text{ KN.ml}} \\ M_{y1} = 108 \cdot 0,0567 = \mathbf{6,124 \text{ KN.ml}} \end{array} \right.$$

b) Calcul de M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre et à la surcharge de la dalle pleine :

Le calcul se fera par application de la méthode exposée dans l'annexe E3 du (BAEL91modifié 99).

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0634 \\ \mu_y = 0,494 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$$

M_{x2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_x .

M_{y2} : Le moment fléchissant dans le sens de L_y .

μ_x et μ_y : Coefficients donnés en fonction de ρ et $\nu = 0$

$$\text{Poids de la dalle : } G = 25 \times 0,20 = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Avec : } q_u = 8,25 \text{ KN/mL}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q \times L_x^2 = 0,0634 \times 8,25 \times (1,6)^2 = 1,34 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,494 \times 1,34 = 0,662 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11,016 + 1,34 = 12,356 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6,124 + 0,662 = 6,786 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Afin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de **15% (0.85)** en travée et **70% (0.3)** aux appuis.

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 (12,356) = 10,503 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 0.85 (6,786) = 5,768 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_{ax} = 0.3 M_x = 0.3 (12,356) = 3,707 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 M_y = 0.3 (6,786) = 2,036 \text{ KN.m}$$

➤ **Sens x-x :**

En travée :

$$d_x = e - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} . \quad \text{Avec } c : \text{ l'enrobage.}$$

$$M_t^x = 10,503 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{10,503 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,023$$

$$\mu_{bu} = 0,023 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = 0,029$$

$$\beta = 0,988$$

$$A = \frac{M_t^x}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{10,503 \times 10^3}{0.988 \times 18 \times 348} = 1,7 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

Aux appuis :

$$M_a^x = 3,707 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3,707 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,008$$

$$\mu_{bu} = 0,008 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,996$$

$$A = \frac{M_a^x}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{3,707 \times 10^3}{0.996 \times 18 \times 348} = 0,594 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

➤ **Sens y-y :**

En travée :

$$d_y = e - c = 20 - 2 = 18 \text{ cm} . \quad \text{Avec } c : \text{l'enrobage.}$$

$$M_t^y = 5,768 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{b \times d_y^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{5,768 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,994$$

$$A = \frac{M_t^y}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{5,768 \times 10^3}{0.994 \times 18 \times 348} = 0,93 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : **St = 25cm.**

Aux appuis :

$$M_a^y = 2,036 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^y}{b \times d_x^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{2,036 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,004$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,998$$

$$A = \frac{M_a^y}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{2,036 \times 10^3}{0.998 \times 18 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

- Soit : **4HA8 = 2,01 cm²** avec un espacement : **St = 25cm**.

III.4.5. Vérification à L'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL91) :

$$W = W_0 \cdot x \left(\frac{3-\rho}{2} \right)$$

$$W = A_{\min} / S$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,74$$

A_{min} : Section minimale d'armature.

S : section totale du béton.

W₀ : taux d'acier minimal = 0,0008 (acier HA FeE400)

$$W = 0,0008 \times \left(\frac{3-0,74}{2} \right) = 0,000904$$

$$A_{\min} = 0,000904 \times (20 \times 100) = 1,808 \text{ cm}^2$$

A_{st} = 2,01 > A_{min} Condition vérifiée.

b) Diamètre minimal des barres : (art A-7.21 BAEL91) :

On doit vérifier que :

$$\phi_{\max} \leq h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm} < \phi_{\max} = 20 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

c) Ecartement des barres :

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

❖ Armatures A_x/L_x : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

❖ Armatures A_y/L_y : $S_t = 25 \text{ cm} < \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

d) Vérification au non poinçonnement :(BAEL91/art : A.5.2. 42) :

$$q_u \leq \frac{0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times 4,4 \times 0,20 \times 25000}{1,5} = 660 \text{ KN}$$

Avec : $U_c = 2 \cdot (u + v) = 2(1,1 + 1,1) = 4,4 \text{ m}$

$$q_u = 108 \text{ KN} \leq 660 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

e) Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge et on a $u = v$, donc :

Au milieu de u , on a :

$$V_u = \frac{p}{v_0 + 2u_0}$$

$$V_u = \frac{108}{(2 \times 1,1) + 1,1} = 32,73 \text{ KN}$$

Au milieu de v , on a :

$$V_u = \frac{P}{3U} = \frac{108}{3 \times 1,1} = 32,73 \text{ KN}$$

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{32,73 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,182 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{ 0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,182 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.6. Vérification à L'ELS :

a) les moments engendrés par le système de levage :

$$M_{x1} = q_s \times (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q_s \times (M_2 + \nu M_1)$$

$q_s = P$; $\nu = 0,2$ à ELS :

$$M_{x1} = 80 (0,102 + 0,2 \times 0,0567) \Rightarrow M_{x1} = 9,067 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 80 (0,0567 + 0,2 \times 0,102) \Rightarrow M_{y1} = 6,168 \text{ KN.m}$$

b) Les moments engendrées par le poids propre de la dalle :

$$q_s = G+Q = 5 + 1 \Rightarrow q_s = 6 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0,74 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0696 \\ \mu_y = 0,632 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times l^2 = 0,0696 \times 6 \times (1,6)^2 = 1,069 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,632 \times 1,069 = 0,676 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments :

$$M_x = 9,067 + 1,069 = 10,136 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 6,168 + 0,676 = 6,844 \text{ KN.m}$$

Remarque:

Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0,85), et en appuis par (0,3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

- Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = 3,041 \text{ KN m}$

En travées : $M_t = 8,616 \text{ KN m}$

- Sens y-y :

Aux appuis : $M_a = 2,053 \text{ KN m}$

En travées : $M_t = 5,817 \text{ KN m}$

d) Vérification des contraintes dans le béton :

Aucune vérification n'est nécessaire, si la condition suivante est satisfaite

La fissuration est considérée comme préjudiciable d'où on doit vérifier que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

Les aciers : $\left\{ \begin{array}{l} \text{HA } \phi \geq 6 \text{ mm} \quad \eta = 1,6 \\ f_e \text{E400} \end{array} \right.$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 21} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{ MPa}$$

- Sens x-x :

En travée : $M_t = 8,616 \text{ KN.m}$ $A_t = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174$$

$\rho = 0,174$ $\beta_1 = 0,932$ $K_1 = 58,53$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{8,616 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 3,14 \times 100} = 163,564 \text{ MPa}$$

$\sigma_{st} = 163,564 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{163,564}{58,53} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$\sigma_{bc} = 2,794 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$

Aux appuis : $M_a = 3,041 \text{ KN.m}$ $A_a = 2,01 \text{ cm}^2$

$\rho = 0,112$ $\beta_1 = 0,944$ $K_1 = 74,29$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{3,041 \times 10^6}{0,944 \times 180 \times 2,01 \times 100} = 89,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 89,04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{89,04}{74,29} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25$$

$$\sigma_{bc} = 1,198 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Remarque :

Il en est de même pour le sens (Y-Y), donc on peut se passer de la vérification des contraintes

Conclusion :

Les armatures adoptées à l'ELU sont largement suffisantes

Le ferrailage retenu pour la dalle de la salle des machines est le suivant :

Sens x-x

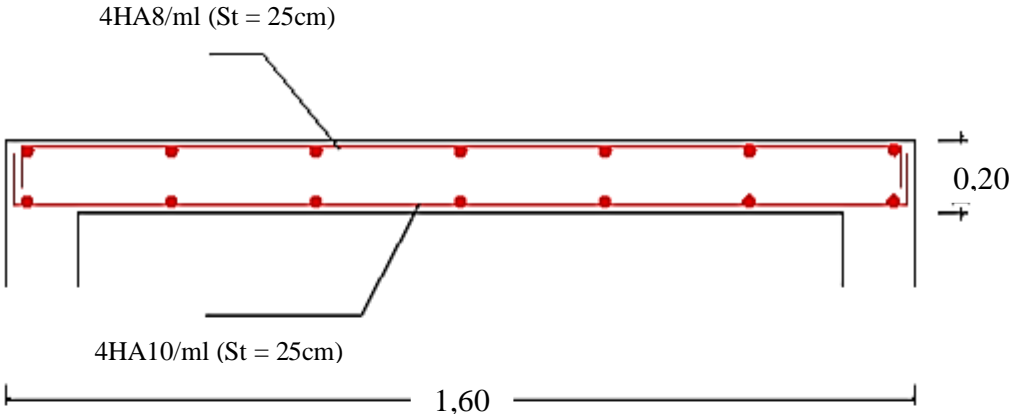
En travée : **4HA10** (St= 25 cm).

Aux appuis : **4HA 8** (St= 25 cm).

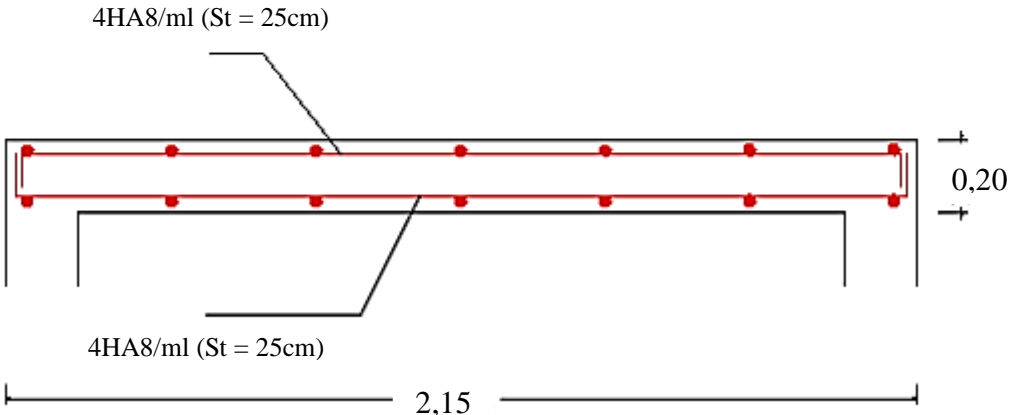
Sens y-y

En travée : **4HA8** (St= 25 cm).

Aux appuis : **4HA8** (St= 25 cm).



Sens x-x



Sens y-y

III.5. Etude de l'escalier :

III.5.1. Prédimensionnement :

D'après le deuxième chapitre on a :

- Hauteur de la contre marche **h = 17 cm**
- Largeur de la marche **g = 30 cm**
- Nombre de contre marches **13** contre marches
- Nombre de marches **12** marches
- Longueur horizontale de la volée **L = g (n - 1) = 0,30(13 - 1) ⇒ L = 3.6 m**

- Angle d'inclinaison de la volée :

$$\text{tg } \alpha = H / L = 2.21 / 3.6 \Rightarrow \alpha = 31.5^\circ$$

- Longueur réelle de la paillasse :

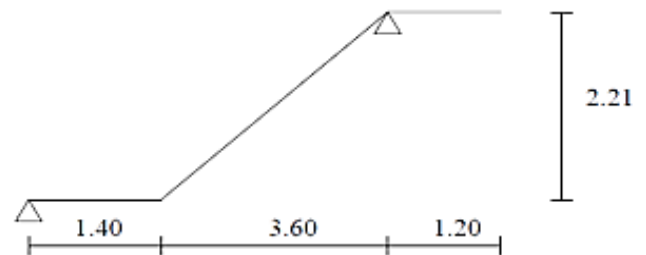
$$L_{\text{paillasse}} = L / \cos \alpha = 3.6 / \cos (31.5) = 4.42 \text{ m}$$

- Epaisseur de la paillasse / palier d'arrivée :

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

$$\frac{442}{30} \leq e \leq \frac{442}{20} \Rightarrow 14.73 \text{ cm} \leq e \leq 20,1 \text{ cm}$$

on prend $e_p = 15 \text{ cm}$



III.5.2. Détermination des charges et surcharges:

a) Le palier

- Charges permanentes :

- Carrelage (2cm) $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2cm) $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre du palier $25 \times 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$
- Couche de sable $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

$$\Sigma G = 5 \text{ kN/m}^2$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$

b) Paillasse :

• **Charges permanentes :**

- Poids propre de la paillasse $25 \times 0,15 / \cos(31,5) = 4,44 \text{ kN/m}^2$
- Poids propre de la marche $25 \times 0,17 / 2 = 2,125 \text{ kN/m}^2$
- Carrelage (2cm) $22 \times 0,02 = 0,44 \text{ kN/m}^2$
- Couche de sable $18 \times 0,02 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose..... $= 0,44 \text{ kN/m}^2$

$$\Sigma G = 7,8 \text{ kN/m}^2$$

• **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$$

❖ **Hypothèses :**

- L'escalier est sollicité en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.5.3. Combinaison des charges :

Charge du mur : $2.2x (H-e_p) \times 1m = 2.2x (4.42-0.15)=9.39\text{kN}$.

ELU $q_u=1.35G+1.5Q$

ELS $q_s=G+Q$.

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

	ELU (kN/ml)	ELS (kN/ml)
paillasse	14,28	10,3
Palier	10,5	7,5
Mur	12,67	9,39

Tableau III.5.1. Combinaison des charges

III.5.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

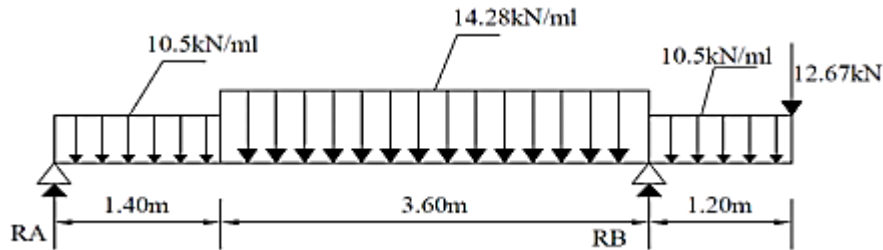


Figure III.5.1. Schémas statique à l'ELU

a) Calcul des réactions d'appuis :

$$\Sigma F=0 \iff RA + RB - (10.5 \times 1.40 + 14.28 \times 3.60 + 10.5 \times 1.20 + 12.67) = 0$$

$$RA + RB = 91.39 \text{ kN.}$$

$$RA = 91.4 - RB.$$

$$\Sigma M/a = 0 \iff RB \times 5 - 10.5 \times 1.4 \times 0.7 - 14.28 \times 3.6 \times 3.2 - 10.5 \times 1.2 \times 5.6 - 12.67 \times 6.2 = 0.$$

$$RB = 64.4 \text{ KN.}$$

$$RA = 91.4 - 64.8 = 26.6 \text{ KN.}$$

Donc **RA=26.6 KN.**

b) Calcul des efforts tranchant et moments fléchissant :

Efforts tranchants:

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4 \text{ m.}$

Pour $x = 0$ $T(0) = 26.6 \text{ KN.}$

Pour $x = 1.4$ $T(1.4) = 11.9 \text{ KN.}$

2^{ème} tronçon : $1.4 \leq x \leq 5 \text{ m.}$

Pour $x = 1.4$ $T(1.4) = 11.9 \text{ KN.}$

Pour $x = 5$ $T(5) = -39.5 \text{ KN.}$

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$.

Pour $x = 0$ $T(0) = 12,67 \text{ KN}$.

Pour $x = 1.2$ $T(1.2) = 25,3 \text{ KN}$.

Moment fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$.

Pour $x = 0$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.4$ $M(1.4) = 26,95 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $1,4 \leq x \leq 5\text{m}$.

Pour $x = 1,4$ $T(1,4) = 26,95 \text{ KN.m}$

Pour $x = 5$ $T(5) = -22,74 \text{ KN.m}$

$$dM(x)/dx = 0 \longrightarrow 26.6 - 10.5 \times 1.4 - 14,28 (x - 1.4) = 0$$

$$x = 2.23 \text{ m}$$

$$Mz \text{ max} = 26.6 \times 2.23 - 10.5 \times 1.4 (2.23 - \frac{1.4}{2}) - 14.28 \frac{(2.23-1.4)^2}{2}$$

Mz max = 31,9 **KN.m**.....située à mi - travée.

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$.

Pour $x = 0$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.2$ $M(1.2) = - 22.74 \text{ KN.m}$

Remarque :

Aux appuis :

Appui A : $-0.3M_{\text{max}} = -0.3 \times 31.9 = -9.57 \text{ KN.m}$.

Appui B : $-22.74 = \text{KN.m}$

En travées : $0.85M_{\text{max}} = 0.85 \times 31.9 = 27.11 \text{ KN.m}$.

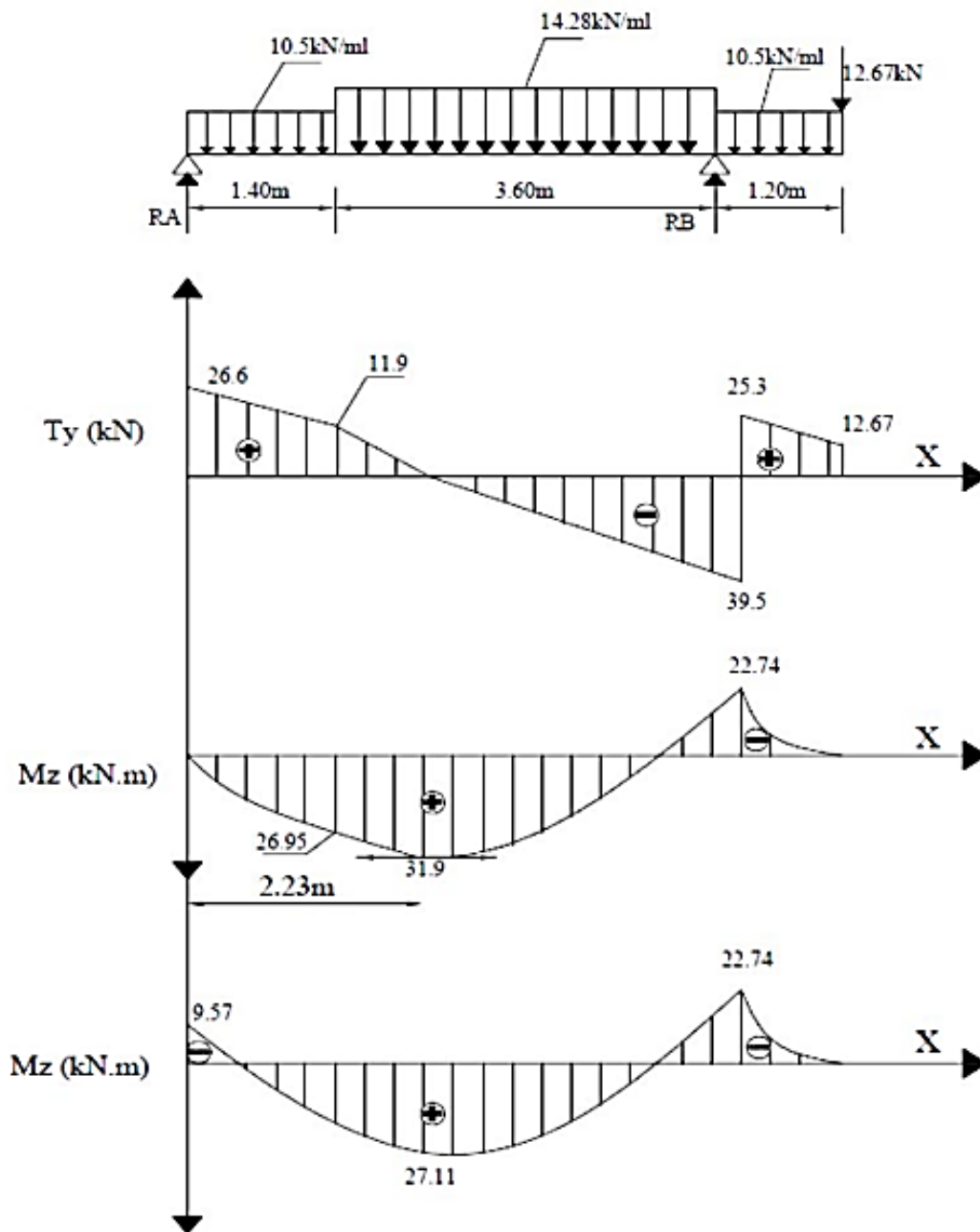


Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELU.

III.5.5. Calcul des armatures à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de **1m**. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (**FPP**). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

Pour le béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$

Pour l'acier (**FeE400**) : $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$h = 15 \text{ cm}$; $d = 13 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$ (ferraillage pour 1 ml) ; $d' = 0,1 \times e = 2 \text{ cm}$

➤ **Ferraillage en travée :**

$M_t = 27.11 \text{ KN.m}$ $b = 100 \text{ cm}$ $d = 13 \text{ cm}$ $c = 2 \text{ cm}$

a) **Armatures principales :**

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{27.11 \cdot 10^5}{100 \times 13^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,088$$

$\mu = 0,088 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \Rightarrow \text{S.S.A}$

$\beta = 0,954$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{27.11 \times 10^{-3}}{0.954 \times 13 \times 34.8} = 6.28 \text{ cm}^2$$

Choix : **6HA12** = 6.78 cm^2 avec un espacement **St = 20 cm**

b) **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1.57 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10** = 3.92 cm^2 avec un espacement **St = 25 cm**

➤ **Ferraillage aux appuis :**

$M_a = -22.74 \text{ KN.m}$ $b = 100 \text{ cm}$ $d = 13 \text{ cm}$ $c = 2 \text{ cm}$

a) Armatures principales :

Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{22.74 \cdot 10^5}{100 \times 13^2 \times 14.2 \times 10^2} = 0,094$$

$$\mu = 0,094 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\beta = 0,951$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{st}} = \frac{22.74 \times 10^2}{0.951 \times 13 \times 34.8} = 5,28 \text{ cm}^2$$

Choix : **6HA12** = 6.78 cm² avec un espacement **St = 20 cm**

b) Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_a}{4} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit : **5HA10** = 3.92 cm² avec un espacement **St = 25 cm**

III.5.6. Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité : BAEL91 modifiée99 (Art A.4.2.1).

$$A_{\min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 (100)(13) \frac{2,1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57$ **Condition vérifiée.**

b) Ecartement des barres : BAEL91 modifiée99 (Art A.8.2.42).

L'écartement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- Armatures principales : $e \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}$

St=20cm<33cm.....**condition vérifiée.**

- Armatures de répartitions : $e \leq \min\{4h ; 45 \text{ cm}\}$

St=25cm<45cm.....**condition vérifiée.**

c) Vérification au cisaillement :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement du cas le plus défavorable suffira. On

doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ **BAEL91 modifiée99 (Art A.5.1.211).**

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\} = \min\{3,25 ; 5 \text{ MPa}\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{39.5 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,3 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

d) Influence de l'effort tranchant : BAEL91 modifiée99 (Art A.5.1.313).

• **Influence sur le béton :**

$$\sigma_a = \frac{2V_u}{b \times 0.9d} \leq \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\sigma_a = \frac{2 \times 39.5 \times 1000}{1000 \times 0.9 \times 130} = 0.67 \text{ MPa}$$

$$\frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPa}$$

• **Influence au niveau des appuis :**

$$T_{\max} < V_u$$

$$V_u = \frac{0.4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \text{ avec } a = 0.9d = 0.9 \times 13 = 11.7 \text{ cm}$$

$$T_{\max} = 39.5 < V_u = \frac{0.4 \times 25 \times 1000 \times 11.7 \times 1}{1.5} = 780 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence : BAEL91 modifiée99 (Art A.6.1.3).

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0.9 d \sum u_i}$$

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times 12 \times 3,14 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{39,5 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,8 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

f) **Ancrage des armatures aux appuis :** **BAEL91 modifiée99 (Art A.6.1.21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ mm}$$

$$L_s = 42,32 \text{ cm}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4L_s (Art A.6.1.2.5 /BAEL91)**.

0.4L_s s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe Fe E 400 ou Fe E 500.

$$L_c = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$$

III.5.7. Calcul des efforts internes à l'ELS :

$$\Sigma F=0 \longrightarrow RA + RB - (7,5 \times 1,40 + 10,3 \times 3,60 + 7,5 \times 1,20 + 9,39) = 0$$

$$RA + RB = 66 \text{ kN.}$$

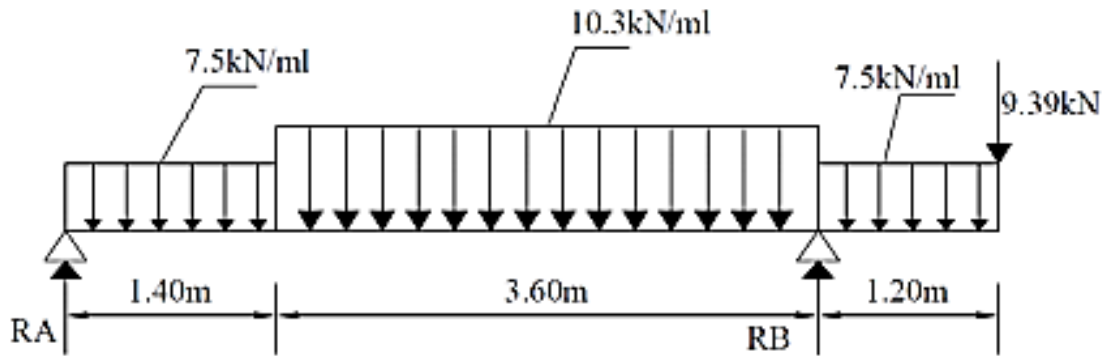
$$RA = 66 - RB.$$

$$\Sigma M/A=0 \longrightarrow RB \times 5 - 7,5 \times 1,4 \times 0,7 - 10,3 \times 3,6 \times 3,2 - 7,5 \times 1,2 \times 5,6 - 9,39 \times 6,2 = 0.$$

$$RB = 46,92 \text{ KN.}$$

$$RA = 66 - 46,92 = 19,08 \text{ kN.}$$

Donc **RA=19.08kN.**

**Efforts tranchants:**

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$.

Pour $x=0$ $T(0) = 19.08 \text{ KN}$.

Pour $x=1.4$ $T(1.4) = 8.58 \text{ KN}$.

2^{ème} tronçon : $1.4 \leq x \leq 5\text{m}$.

Pour $x=1.4$ $T(1.4) = 8.58 \text{ KN}$.

Pour $x=5$ $T(5) = -28.5 \text{ KN}$.

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$.

Pour $x=0$ $T(0) = 9.39 \text{ KN}$.

Pour $x=1.2$ $T(1.2) = 18.36 \text{ KN}$.

Moment fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.4\text{m}$.

Pour $x=0$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x=1.4$ $M(1.4) = 19.36 \text{ KN.m}$

2^{ème} tronçon : $1,4 \leq x \leq 5\text{m}$.

Pour $x = 1,4$ $T(1,4) = 19.36 \text{ KN.m}$

Pour $x = 5$ $T(5) = -16.5 \text{ KN.m}$

$$dM(x)/dx = 0 \longrightarrow 19.08 - 7.5 x 1.4 - 10.3(x - 1.4) = 0$$

$$x = 2.23 \text{ m}$$

$$Mz \text{ max} = 19.08 x 2.23 - 7.5 x 1.4 (2.23 - \frac{1.4}{2}) - 7.5 \frac{(2.23-1.4)^2}{2}$$

Mz max = 23,9 **KN.m**.....située à mi - travée.

3^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.2\text{m}$.

Pour $x = 0$ $M(0) = 0 \text{ KN.m}$

Pour $x = 1.2$ $M(1.2) = - 16.5 \text{ KN.m}$

Remarque :

Aux appuis :

Appui A : $-0.3M_{\text{max}} = -0.3 x 23.9 = -7.17 \text{ KN.m}$.

Appui B : $-16.5 = \text{KN.m}$

En travées : $0.85M_{\text{max}} = 0.85 x 23.9 = 20.31 \text{ KN.m}$.

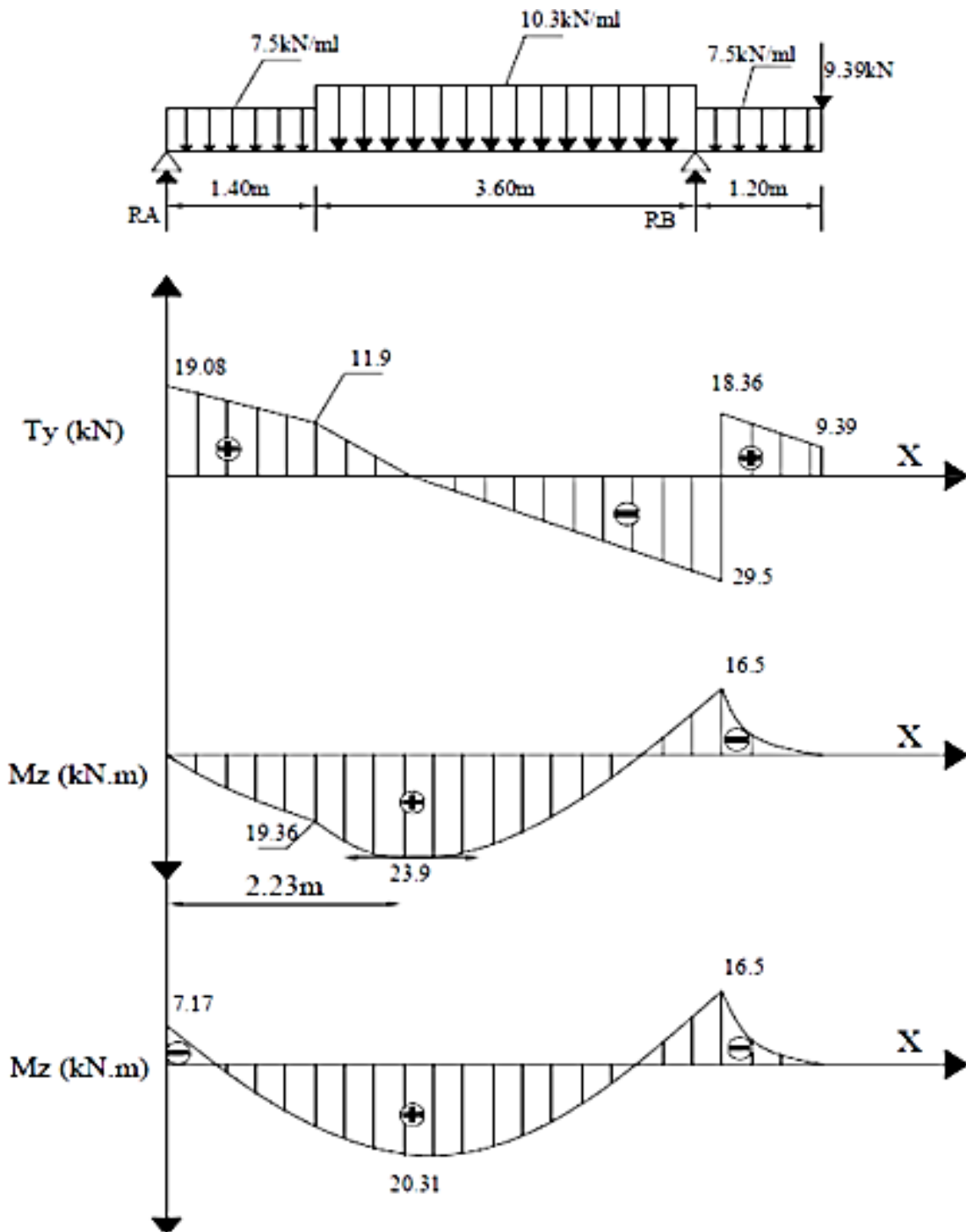


Diagramme des efforts tranchants et moments fléchissant à L'ELS.

III.5.8. Vérification à l'ELS :

a) **Etat limite d'ouverture des fissures :** **BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) **Etat limite de compression de béton :** **BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).**

La contrainte de compression est limitée à :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

La fissuration étant peu nuisible, on doit vérifier $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

En travée :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.52 \text{ après interpolation on trouve}$$

$$\mathbf{K_1 = 31.192} \quad \text{et} \quad \mathbf{\beta_1 = 0.891}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{20.31 \times 10^3}{0.891 \times 13 \times 6.78} = 258.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{258.61}{31.192} = 8.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

→ Condition vérifiée.

Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 6.78}{100 \times 13} = 0.52 \text{ après interpolation on trouve}$$

$$\mathbf{K_1 = 31.192} \quad \text{et} \quad \mathbf{\beta_1 = 0.891}$$

D'où la contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_{as}}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{16.5 \times 10^3}{0.891 \times 13 \times 6.78} = 210.1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La contrainte dans le béton est $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} = \frac{210.1}{31.192} = 6.73 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

→ Condition vérifiée.

III.5.9. Vérification de la flèche :

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

2) $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$

3) $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

Vérification :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{0,15}{5} = 0,03 \leq \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

Conclusion :

Les conditions ne sont pas vérifiées, donc il faut faire le calcul de la flèche.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{\max} \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f}$$

$$\bar{f} = \frac{500}{500} = 1 \text{ cm}$$

Avec $q_s^{\max} = \max(10,3 ; 7,5) = 10,3 \text{ KN/ml}$

E_v : module de déformation différé

I : module d'inertie de la section homogène par rapport au centre de gravité.

$$\bar{f} = \frac{L}{500} \quad \text{si la portée } L \leq 5,00 \text{ m}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$B_0 = b \times h + 15 \times A_t$$

$$S_{xx'} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$$V_1 = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_t \times d}{bh + 15A_t} = \frac{\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 6.78 \times 13}{100 \times 15 + 15 \times 6.78} = 7.85 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 15 - 7.85 = 7.15 \text{ cm}$$

D'où

$$I = \frac{100}{3} (7.85^3 + 7.15^3) + 15 \times 6.78 \times (7.15 - 2)^2$$

$$I = 31006,1 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{10.3 \times 5^4}{10818,86 \times 10^3 \times 31006,1 \times 10^8} = 0,02 \text{ cm}$$

$$f = 0,02 \text{ cm} < \bar{f} = 1 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6. Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

III.6.1. Prédimensionnement :

- **La hauteur :**

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

h_t : la hauteur de la poutre

L : longueur libre de la poutre entre nus d'appuis. $L = 3,20\text{m}$

$$21,33 \leq h_t \leq 32 \quad \text{On prend } h_t = 30\text{cm}$$

- **La largeur :**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

$$0,4(30) \leq b \leq 0,7(30)$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm} \quad \text{On prend } b = 25 \text{ cm}$$

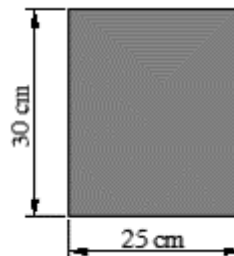


Figure. III.6.1. Dimensions de la poutre palière.

- **Recommandation de RPA 99 Version 2003 :**

$$h \geq 30, b \geq 25 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,2 < 4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

III.6.2. Détermination des charges et surcharges :**a) Charges permanentes :**

Poids propre de la poutre: $G = 0,25 \times 0,30 \times 25 = 1.875 \text{ KN/m}$

Réaction du palier à ELU: $R_u = 38,64 \text{ KN}$

Réaction du palier à ELS: $R_s = 27,96 \text{ KN}$

b) Combinaison des charges :

ELU :

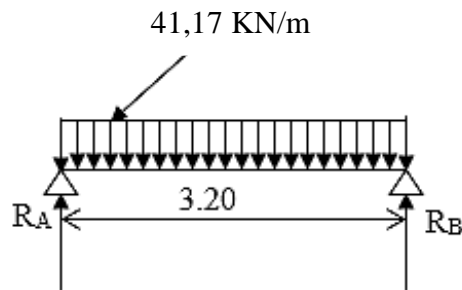
$$q_u = 1,35 G + R_u = 1,35 \times 1.875 + 38,64$$

$$q_u = 41,17 \text{ KN/m}$$

ELS :

$$q_s = G + R_s = 1,875 + 27,96$$

$$q_s = 29,83 \text{ KN/m}$$

III.6.3. Etude de la poutre à l'ELU :

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{41,17 \times 3,2}{2} = 65,87 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T(x) = R_A - q_u \cdot x = 65,87 - 41,17 x$$

$$T(0) = 65,87 \text{ KN}$$

$$T(3,2) = -65,87 \text{ KN}$$

Moment isostatique:

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 41,17 \times \frac{(3,2)^2}{8}$$

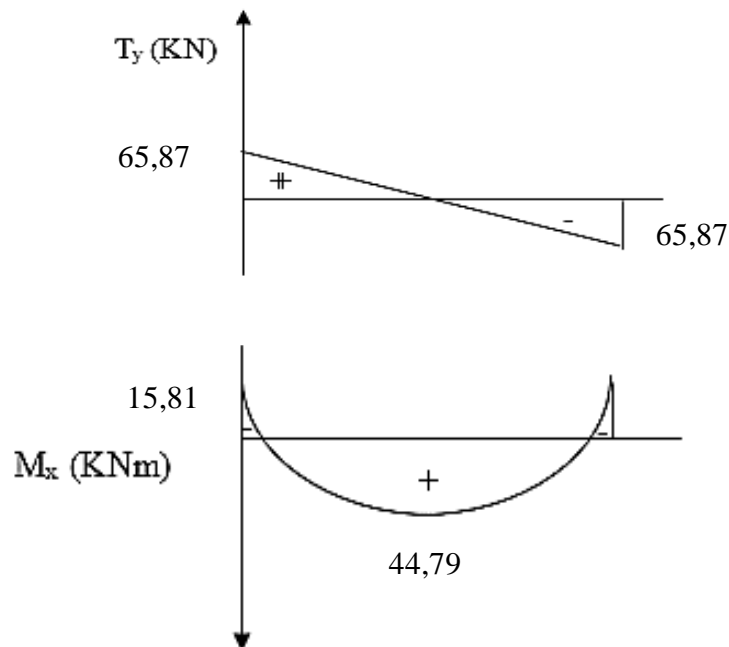
$$M_0 = 52,7 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_{\max} = -15,81 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 44,79 \text{ KN.m}$$

Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU :



III.6.4. Ferrailage à l'ELU des armatures longitudinales :

➤ **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{44,79 \cdot 10^5}{25 \times 28^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,161$$

$$\mu = 0,161 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,221$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,255 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{44,79 \times 10^{-3}}{0,255 \times 348} = 5,047 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 5,047 \text{ cm}^2$$

Choix : **5HA12** = 5,65 cm² avec un espacement **St** = 20 cm

➤ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{15,81 \cdot 10^5}{25 \times 28^2 \times 14,2 \times 10^2} = 0,057$$

$$\mu = 0,057 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,073$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,272 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{15,81 \times 10^{-3}}{0,272 \times 348} = 1,67 \times 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$A_s = 1,67 \text{ cm}^2$$

Choix : **2HA12** = 2,26 cm² avec un espacement **St** = 30 cm

III.6.5. Vérification à l'ELU :

a) **Condition de non fragilité :** **BAEL91 modifiée99 (Art A.4.2.1).**

$$A_{\min} \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 (25)(28) \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis : $A_a = 2,26 \text{ cm}^2 > A_{\min}$ **Condition vérifiée.**

b) **Vérification au cisaillement :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement du cas le plus défavorable suffira. On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ **BAEL91 modifiée99 (Art A.5.1.211).**

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3,33 ; 5 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \cdot d} = \frac{65,87 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,941 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant : BAEL91 modifiée99 (Art A.5.1.313).

➤ **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que : $T_{u \max} \leq \bar{T}_u$

$$\bar{T}_u = 0,4 b (0,9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,4 \times 25 \times (0,9 \times 28) \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 420000 \text{ N} = 420 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} = 65,87 \text{ KN}$$

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les aciers :**

$$A_a \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{u \max} + \frac{M_a}{0,9d} \right)$$

$$\frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_{u \max} + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400 \times 10^2} \left(65,87 \times 10^3 + \frac{15,81 \cdot 10^5}{0,9 \times 28} \right) = 3,7 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 2,26 \text{ cm}^2 < 3,7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Puisque la condition n'est pas vérifiée avec **2HA12** on a opté pour **3HA14**.

$$A_a = 4,62 \text{ cm}^2 > 3,7 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) Vérification de la contrainte d'adhérence : BAEL91 modifiée99 (Art A.6.1.3).

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

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum u_i}$$

En travée :

$$\sum u_i = n\pi\phi = 5 \times 3,14 \times 12 = 188,4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{65,87 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 188,4} = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,39 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Aux appuis :

$$\sum u_i = n\pi\phi = 3 \times 3,14 \times 14 = 131,88 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{65,87 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 131,88} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,98 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

e) **Ancrage des armatures aux appuis :** **BAEL91 modifiée99 (Art A.6.1.21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6\Psi_s f_{t28} = 0,6 \cdot 1,5^2 \cdot 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4\tau_s} \phi = \frac{12 \times 400}{4 \times 2,835} = 423,28 \text{ mm}$$

$$L_s = 42,33 \text{ cm}$$

L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à : **0.4L_s** (Art A.6.1.2.5 /BAEL91).

0.4L_s s'il s'agit d'une barre à haute adhérence de classe **FeE400** ou **FeE500**.

$$L_c = 0,4 \times 42,33 = 17 \text{ cm}$$

III.6.6. Calcul des armatures transversales :

➤ **Diamètre** **BAEL91 modifiées 99. (Art. A.7.2.2).**

Le diamètre des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\max} \right\}$$

ϕ_{\max} : diamètre maximal des armatures longitudinales = 1.2 cm

ϕ_t : diamètre des armatures transversales.

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35}; \frac{25}{10}; 1,2 \right\} \text{ cm}$$

$$\phi_t \leq \min \{0,85; 2,5; 1,2\} \text{ cm}$$

On opte pour $\phi_t = 8 \text{ mm}$ (1 cadre + 1 étrier).

➤ **Espacement :** **BAEL 91 modifiées 99 (Art. A.5.1.22).**

$$S_{t \max} \leq \min \{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min \{25,2; 40 \text{ cm}\}$$

On opte pour $S_{t \max} = 20 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{2,01 \times 400}{25 \times 20} = 1,61 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Selon le RPA99 version 2003 (Art 7.5.2.2)

L'espacement doit vérifier :

➤ **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi \right\} = \{7,5; 16,8\} \text{ cm}$$

➤ **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm}$$

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

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nœud de l'appui ou de l'encastrement.

La section d'armatures transversales doit vérifier

$$A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,003 \times S \times b = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.7. Étude de la poutre à l'ELS.

$$q_s = 29,83 \text{ KN/m}$$

Réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{29,83 \times 3,2}{2} = 47,73 \text{ KN}$$

Effort tranchant :

$$T_s = R_A = R_B = \frac{q_u l}{2} = \frac{29,83 \times 3,2}{2} = 47,73 \text{ KN}$$

Moment isostatique:

$$M_0 = q_u \frac{l^2}{8} = 29,83 \times \frac{(3,2)^2}{8}$$

$$M_0 = 38,18 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de semi encastrement :

$$M_a = -0,30 M_{\max} = -11,45 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M_{\max} = 32,45 \text{ KN.m}$$

III.6.8. Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures : **BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.3).**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression de béton : **BAEL91 modifié 99(Art. A.4.5.2).**

➤ En travée

✓ Contraintes dans l'acier :

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 5,65}{25 \times 28} = 0,81$$

$$\rho = 0,81 \quad \beta_1 = 0,871 \quad \alpha_1 = 0,387 \quad K_1 = 23,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{32,45 \times 10^6}{0,871 \times 280 \times 565} = 235,5 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contraintes dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{235,5}{23,76} = 9,9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

✓ **Contraintes dans l'acier :**

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4,62}{25 \times 28} = 0,66$$

$$\rho = 0,66 \quad \beta_1 = 0,881 \quad \alpha_1 = 0,357 \quad K_1 = 27,02$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{11,45 \times 10^6}{0,881 \times 280 \times 462} = 100,47 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Contraintes dans le béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1} = \frac{100,47}{27,02} = 3,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.6.9. Vérification de la flèche :

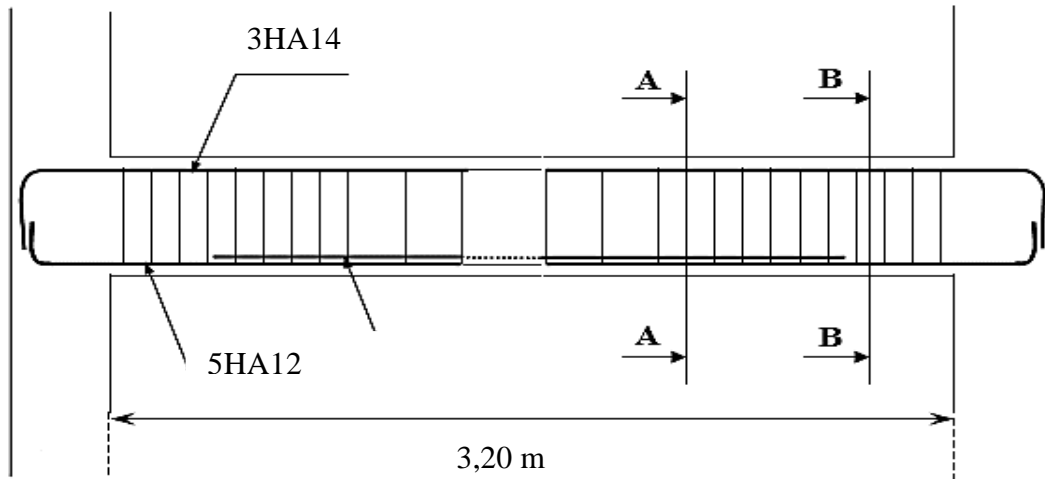
$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{30}{320} = 0,094 \geq 0,0625 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \longrightarrow \frac{30}{320} = 0,094 \geq \frac{1}{10} \frac{32,45}{38,18} = 0,085 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

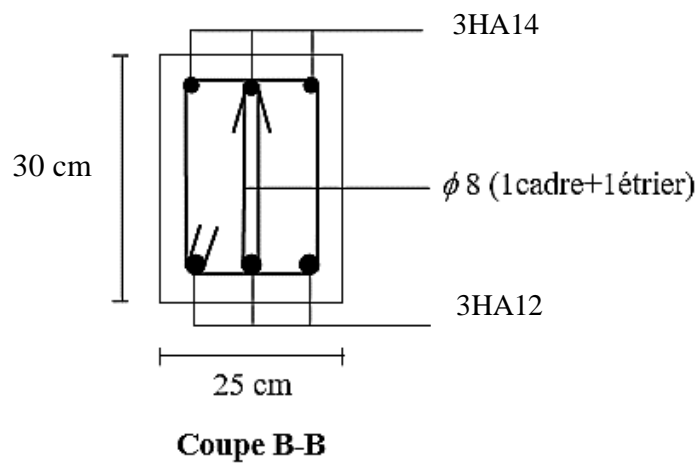
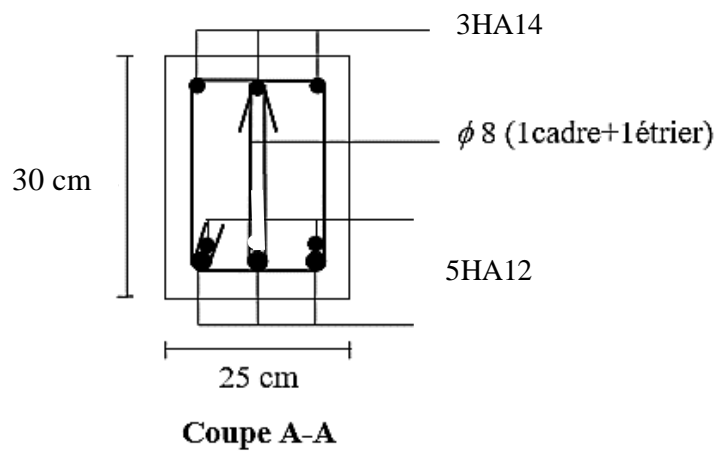
$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{5,65}{25 \times 28} = 0,008 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc ce n'est pas la peine de faire le calcul de la flèche.



III.7.1. Ferrailage de la poutre palière



Chapitre IV
Etude du contreventement

IV.1. Introduction

Le système de contreventement est l'ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales, engendrées par le vent ou le séisme.

Le contreventement peut être assuré grâce à l'intervention :

- Des voiles ou des murs, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage,
- Du système « poteaux poutres » formant portiques étagés,
- Des cages d'escaliers et d'ascenseurs ou « gaines » présentant une grande rigidité à la flexion et à la torsion.

Dans certains cas, il serait avantageux de faire intervenir simultanément les portiques et les refends. Pour cela, il est indispensable de comparer l'inertie des refends à celle des portiques; pour choisir un système de contreventement et connaître la répartition des sollicitations sur les refends et les portiques.

La conception d'un système structural adéquat est basée sur un ensemble de critères qui sont les suivants :

- Le type de la construction, c-à-d. l'usage (ex. habitation).
- Les matériaux constitutifs (ex. béton armé).
- La zone sismique (ex. zone IIa).
- La disposition judicieuse des éléments structuraux tels que les voiles, de manière à avoir une répartition uniforme des masses et des rigidités suivant le plan, pour assurer la stabilité d'ensemble.

IV.2. Rigidité des portiques :

➤ **Calcul des rigidités linéaires:**

❖ **Poteau:**

$$K_{\text{pot}} = \frac{I_{\text{pot}}}{h_c}$$

Avec:

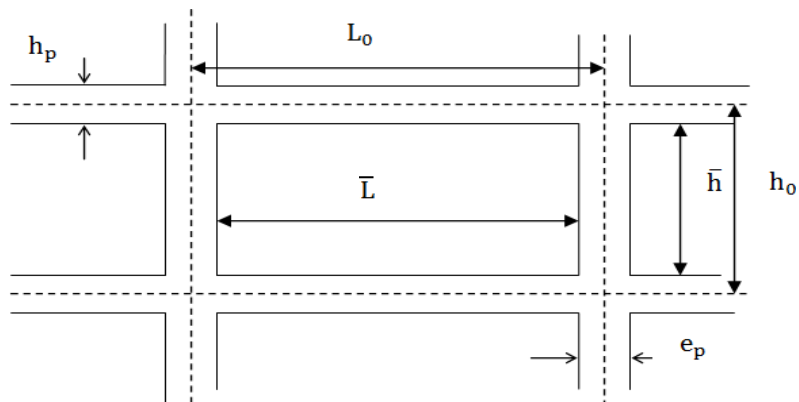
- $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{\text{pot}}$ (Hauteur des poteaux à calculées).
- $\bar{h} = h_e - h_{\text{poutre}}$ (Hauteur entre nus des poteaux).
- e_{pot} : Largeur des poteaux.
- $I_{\text{pot}} = \frac{bh^3}{12}$ (Moment d'inertie de l'élément).

❖ Poutre :

$$K_{pout} = \frac{I_{pout}}{L_c}$$

Avec:

- $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{poutre}$ (Longueur des poutres à calculées).
- $\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$ (Longueur entre nus des poutres).
- L_0 : Longueur entre axe des poteaux.
- h_{ptr} : Hauteur des poutres.
- $I_{pout} = \frac{bh^3}{12}$ (Moment d'inertie de l'élément).



Les résultats dans les tableaux suivants :

❖ Poteaux :

Tableau IV.1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

Niveaux	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	H _e (cm)	H _{pout} (cm)	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K (cm ³)
ET10	35	35	125052,0833	300	50	250	35	267,5	467,4844236
ET9	35	35	125052,0833	306	50	256	35	273,5	457,2288239
ET8	35	35	125052,0833	306	50	256	35	273,5	457,2288239
ET7	40	40	213333,3333	306	50	256	40	276	772,9468599
ET6	40	40	213333,3333	306	50	256	40	276	772,9468599
ET5	40	40	213333,3333	306	50	256	40	276	772,9468599
ET4	45	45	341718,7500	306	50	256	45	278,5	1226,997307
ET3	45	45	341718,7500	306	50	256	45	278,5	1226,997307
ET2	45	45	341718,7500	306	50	256	45	278,5	1226,997307
ET1	50	50	520833,3333	306	50	256	50	281	1853,499407
RDC	50	50	520833,3333	442	50	392	50	417	1249,000799
SS	50	50	520833,3333	360	50	310	50	335	1554,726368

Tableau IV.2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X

Niveaux	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	H _e (cm)	H _{pout} (cm)	\bar{h} (cm)	e _{pot} (cm)	h _c (cm)	K (cm ³)
ET10	35	35	125052,0833	300	35	265	35	282,5	442,6622418
ET9	35	35	125052,0833	306	35	271	35	288,5	433,4560947
ET8	35	35	125052,0833	306	35	271	35	288,5	433,4560947
ET7	40	40	213333,3333	306	35	271	40	291	733,1042383
ET6	40	40	213333,3333	306	35	271	40	291	733,1042383
ET5	40	40	213333,3333	306	35	271	40	291	733,1042383
ET4	45	45	341718,7500	306	35	271	45	293,5	1164,288756
ET3	45	45	341718,7500	306	35	271	45	293,5	1164,288756
ET2	45	45	341718,7500	306	35	271	45	293,5	1164,288756
ET1	50	50	520833,3333	306	35	271	50	296	1759,572072
RDC	50	50	520833,3333	442	35	407	50	432	1205,632716
SS	50	50	520833,3333	360	35	325	50	350	1488,095238

❖ Poutres :

Tableau IV.3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

Niveaux	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	\bar{L} (cm)	h _{pout} (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
terrasse	4-5	25	35	89322,91667	480	35	445	35	462,5	193,1306306
8-9	1-2	25	35	89322,91667	350	35	315	35	332,5	268,6403509
	2-3	25	35	89322,91667	315	35	280	35	297,5	300,245098
	3-4	25	35	89322,91667	450	35	415	35	432,5	206,526975
	4-5	25	35	89322,91667	480	35	445	35	462,5	193,1306306
	5-6	25	35	89322,91667	430	35	395	35	412,5	216,540404
	6-7	25	35	89322,91667	305	35	270	35	287,5	310,6884058
	7-8	25	35	89322,91667	340	35	305	35	322,5	276,9702842
5-6-7	1-2	25	35	89322,91667	350	40	310	35	327,5	272,7417303
	2-3	25	35	89322,91667	315	40	275	35	292,5	305,3774929
	3-4	25	35	89322,91667	450	40	410	35	427,5	208,9424951
	4-5	25	35	89322,91667	480	40	440	35	457,5	195,2413479
	5-6	25	35	89322,91667	430	40	390	35	407,5	219,1973415
	6-7	25	35	89322,91667	305	40	265	35	282,5	316,1873156
	7-8	25	35	89322,91667	340	40	300	35	317,5	281,332021
2-3-4	1-2	25	35	89322,91667	350	45	305	35	322,5	276,9702842
	2-3	25	35	89322,91667	315	45	270	35	287,5	310,6884058
	3-4	25	35	89322,91667	450	45	405	35	422,5	211,4151874
	4-5	25	35	89322,91667	480	45	435	35	452,5	197,3987109
	5-6	25	35	89322,91667	430	45	385	35	402,5	221,9202899
	6-7	25	35	89322,91667	305	45	260	35	277,5	321,8843844
	7-8	25	35	89322,91667	340	45	295	35	312,5	285,8333333
SS-RDC - ET1	1-2	25	35	89322,91667	350	50	300	35	317,5	281,332021
	2-3	25	35	89322,91667	315	50	265	35	282,5	316,1873156
	3-4	25	35	89322,91667	450	50	400	35	417,5	213,9471058
	4-5	25	35	89322,91667	480	50	430	35	447,5	199,6042831
	5-6	25	35	89322,91667	430	50	380	35	397,5	224,711174
	6-7	25	35	89322,91667	305	50	255	35	272,5	327,7905199
	7-8	25	35	89322,91667	340	50	290	35	307,5	290,4810298

Tableau IV.4: Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

Niveaux	Travée	B (cm)	H (cm)	I (cm ⁴)	L ₀ (cm)	e _{pot} (cm)	\bar{L} (cm)	h _{pout} (cm)	L _c (cm)	K (cm ³)
terrasse	1-2	35	50	364583,3333	500	35	465	50	490	744,047619
8-9	1-2	35	50	364583,3333	500	35	465	50	490	744,047619
	2-3	35	50	364583,3333	570	35	535	50	560	651,0416667
5-6-7	1-2	35	50	364583,3333	500	40	460	50	485	751,7182131
	2-3	35	50	364583,3333	570	40	530	50	555	656,9069069
2-3-4	1-2	35	50	364583,3333	500	45	455	50	480	759,5486111
	2-3	35	50	364583,3333	570	45	525	50	550	662,8787879
Etage 1	1-2	35	50	364583,3333	500	50	450	50	475	767,5438596
	2-3	35	50	364583,3333	570	50	520	50	545	668,9602446
SS- RDC	1-2	35	50	364583,3333	300	50	250	50	275	1325,757576
	2-3	35	50	364583,3333	500	50	450	50	475	767,5438596
	3-4	35	50	364583,3333	570	50	520	50	545	668,9602446

IV.3. Caractéristiques géométriques de refends :

IV.3.1. Inertie fictive des portiques par la méthode des approximations successives :

Dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES DE BATIMENT EN BETON ARME » qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher sous l'effet d'une série de forces horizontales égale à **(1) tonne**, par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage sous l'effet du même système de forces horizontales (1 tonne à chaque niveau).

En fixant l'inertie du refond à **1[m4]**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « inertie fictive » puisque, dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refonds (voiles) et pour les portiques.

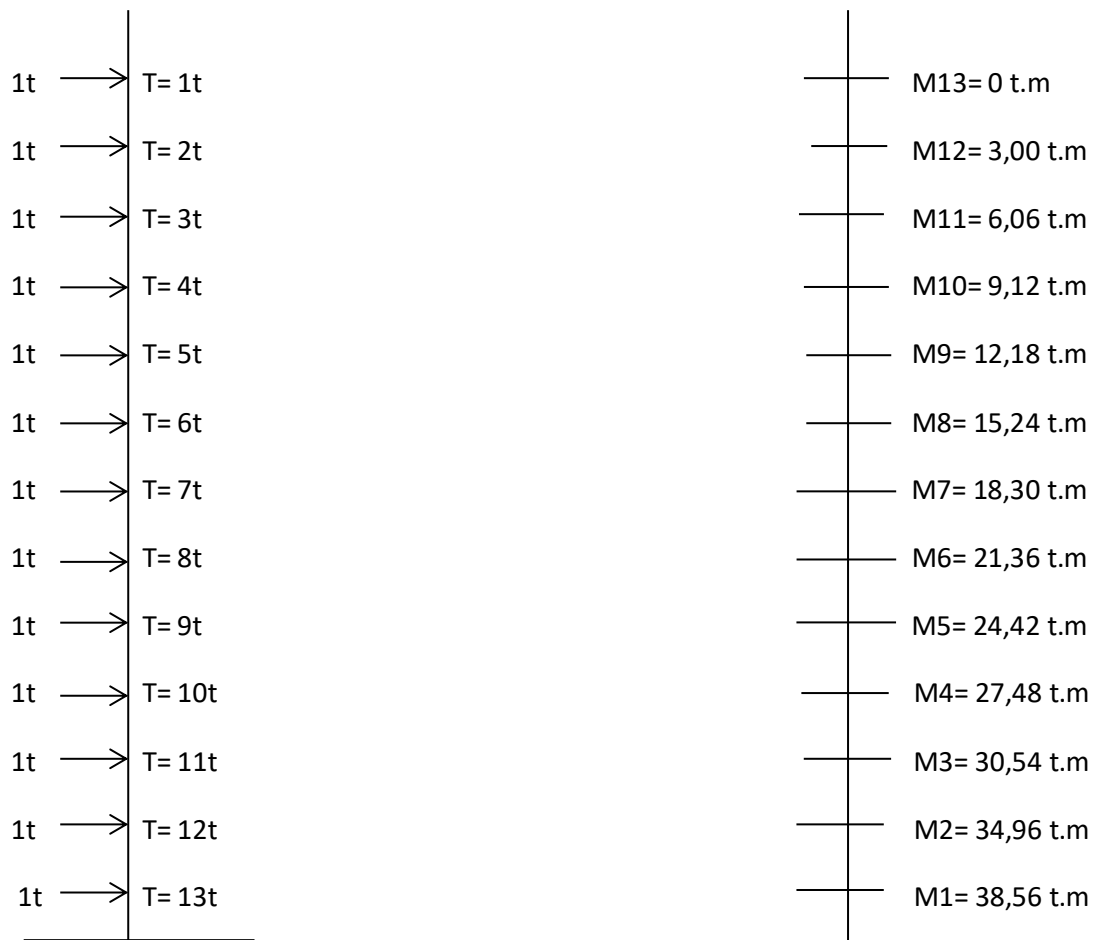


Figure IV.1 : Système de forces horizontales et efforts tranchants résultants.

IV.3.2. Calcul des flèches du refond :

Le calcul des flèches du refond dont l'inertie $I = 1[m^4]$, soumis au même système de forces que le portique (une force égale à une tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode du « moment des aires ».

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux est donnée par :

$$f_n = \sum \frac{S_i \times d_i}{EI}$$

Flèche dans les refends (Moments des aires) est :

Tableau IV.5 : Flèche dans les refends (Moments des aires).

Les valeurs de flèche de refend à chaque niveau							
Niveaux	H (m)	Bi (m)	bi (m)	di (m)	Si (m ²)	Si×di (m ³)	$\sum \frac{S_i \times d_i}{EI} = f_i$
ET10	3.00	3,00	0	2,000	4,5	9	108601,47
ET9	3.06	9,06	3,00	1,786	18,4518	32,9549148	88006,244
ET8	3.06	18,18	9,06	1,700	41,6772	70,85124	77606,771
ET7	3.06	30,36	18,18	1,657	74,2662	123,0590934	67296,935
ET6	3.06	45,60	30,36	1,632	116,2188	189,6690816	57162,145
ET5	3.06	63,90	45,60	1,615	167,535	270,569025	47316,375
ET4	3.06	85,26	63,90	1,603	228,2148	365,8283244	37902,362
ET3	3.06	109,68	85,26	1,593	298,2582	475,1253126	29091,417
ET2	3,06	137,16	109,68	1,586	377,6652	598,9770072	21083,865
ET1	3,06	167,70	137,16	1,581	466,4358	737,4349998	14108,1071
RDC	4,42	202,66	167,70	2,279	818,4956	1865,351472	6221,412
SS	3,60	241,22	202,66	1,852	798,984	1479,718368	1479,718

$$f_{ss} = \frac{798,984 \times 1,852}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{798,984 \times (1,852 + 3,60) + 818,4956 \times 2,279}{EI}$$

$$f_1 = \frac{798,984 \times (1,852 + 3,60 + 4,42) + 818,4956 \times (2,279 + 4,42) + 466,4358 \times 1,581}{EI}$$

Ainsi de suite jusqu'au dernier niveau.

On obtient alors les résultats suivants :

$$f_{SS} = \frac{1479,18}{EI} , f_{RDC} = \frac{6221,412}{EI} , f_{01} = \frac{14108,1071}{EI} , f_{02} = \frac{21083,865}{EI} , f_{03} = \frac{29091,417}{EI}$$

$$f_{04} = \frac{37902,362}{EI} , f_{05} = \frac{47316,375}{EI} , f_{06} = \frac{47462,145}{EI} , f_{07} = \frac{67296,935}{EI}$$

$$f_{08} = \frac{77606,771}{EI} , f_{09} = \frac{88006,244}{EI} , f_{10} = \frac{108601,471}{EI}$$

VI.4. Calcul du déplacement des portiques :

La translation est donnée par:

$$E\Delta n = E\psi_n \times h$$

Avec :

$$E\Psi_n = \frac{M_n}{12 \cdot \sum K_{poutres}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

H : hauteur d'étage considérée.

M_n : Moment d'étage : $\mathbf{M}_n = \mathbf{T}_n \times \mathbf{h}_e$

T_n : effort tranchant au niveau « n ».

Eθ : Rotation d'étage.

- Pour les poteaux de l'étage courant : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutre}}$
- Pour le poteau encasté à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutre} + 2 \sum K_{poteaux}}$
- Pour le poteau articulé à la base : $E\theta_1 = \frac{2M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutre}}$

Les tableaux suivant nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

Tableau IV.6 : les inerties fictives des portiques pour chaque niveau dans le sens X-X.

Niv	H (m)	M _n	M _{n+1}	$\sum K_{pot}$ (m ³)	$\sum K_{pout}$ (m ³)	Eθ _n	Eψ _n	EΔ _n	ΣEΔ _n	EIF	I (m ⁴) EIF/ΣEΔ _i
ET10	3.00	3	0	0.001309574	0.001931306	64,72304234	161,8076058	485,4228175	67283,40823	108601,47	1,614089905
ET9	3.06	6,06	3	0.001309574	0.001772742	212,9469489	423,7044239	1296,535537	66797,98541	88006,244	1,317498476
ET8	3.06	9,12	6,06	0.001309574	0.001772742	356,7919077	713,5838154	2183,566475	65501,44987	77606,771	1,184809972
ET7	3.06	12,18	9,12	0.002199312	0.001799019	493,3244174	989,2545384	3027,118888	63317,8834	67296,935	1,062842461
ET6	3.06	15,24	12,18	0.002199312	0.001799019	635,0683345	1270,136669	3886,618207	60290,76451	57162,145	0,948107815
ET5	3.06	18,30	15,24	0.002199312	0.001799019	776,8122516	1553,624503	4754,09098	56404,1463	47316,375	0,838881148
ET4	3.06	21,36	18,30	0.003492866	0.001826110	904,9290568	1815,620259	5555,797991	51650,05532	37902,362	0,733830037
ET3	3,06	24,42	21,36	0.003492866	0.001826110	1044,570152	2089,140304	6392,769329	46094,25733	29091,417	0,63112888
ET2	3,06	27,48	24,42	0.003492866	0.001826110	1184,211247	2368,422494	7247,372831	39701,488	21083,865	0,531059818
ET1	3,06	30,54	27,48	0.0044533	0.001854054	1303,899455	2616,723029	8007,17247	32454,11517	14108,107	0,43470934
RDC	4,42	34,96	30,54	0.0044533	0.001854054	1471,999557	2959,280941	13080,02176	24446,9427	6221,412	0,2544863
SS	3,60	38,56	34,96	0.0044533	0.001854054	1376,678482	3157,47804	11366,92094	11366,92094	1479,718	0,130177557

Inertie totale: 9,682 m⁴

Inertie moyenne: 9,682/12=0.807 m⁴

Tableau .IV.7: les inerties fictives des portiques pour chaque niveau dans le sens Y-Y.

Niv	H(m)	M _n	M _{n+1}	$\sum K_{pot}$ (m ³)	$\sum K_{pout}$ (m ³)	Eθ _n	Eψ _n	EΔ _i	$\sum E\Delta_i$	E.fi	If Niv (m ⁴) EIF/ $\sum E\Delta_i$
ET10	3.00	3	0	0.001381942	0.000744047	168,0001398	420,0003494	1260,001048	73950,42533	108601,47	1,468571269
ET9	3.06	6,06	3	0.001381942	0.0013950893	270,5919972	581,2800648	1778,716998	72690,42428	88006,244	1,210699275
ET8	3.06	9,12	6,06	0.001381942	0.0013950893	453,3759954	906,7519907	2774,661092	70911,70728	77606,771	1,094414082
ET7	3.06	12,18	9,12	0.002318841	0.0014086251	630,046987	1262,272271	3862,553148	68137,04619	67296,935	0,987670273
ET6	3.06	15,24	12,18	0.002318841	0.0014086251	811,0745719	1622,149144	4963,77638	64274,49304	57162,145	0,88934416
ET5	3.06	18,30	15,24	0.002318841	0.0014086251	992,1021569	1984,204314	6071,6652	59310,71666	47316,375	0,797771089
ET4	3.06	21,36	18,30	0.003680992	0.001422427	1161,746789	2328,306794	7124,618788	53239,05146	37902,362	0,711927823
ET3	3,06	24,42	21,36	0.003680992	0.001422427	1341,017852	2682,035704	8207,029254	46114,43267	29091,417	0,630852757
ET2	3,06	27,48	24,42	0.003680992	0.001422427	1520,288915	3040,577829	9304,168158	37907,40342	21083,865	0,556193859
ET1	3,06	30,54	27,48	0.004657226	0.001436504	1682,905164	3373,259353	10322,17362	28603,23526	14108,107	0,493234659
RDC	4,42	34,96	30,54	0.004657226	0.002762261	988,0191143	2390,153688	10564,4793	18281,06164	6221,412	0,34032006
SS	3,6	38,56	34,96	0.004657226	0.002762261	972,374615	2143,495095	7716,582342	7716,582342	1479,718	0,191758208

Inertie totale: 9,372 m

Inertie moyenne: 9,372/12 = 0.781 m⁴

IV.5. Caractéristique géométrique des Voiles :

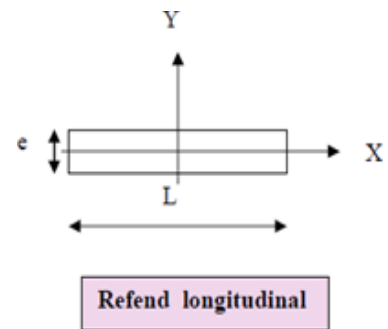
❖ **Inertie des voiles :**

• **Voiles longitudinaux :**

$$I_y = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$I_x = \frac{L \times e^3}{12} \lllll I_y \quad \text{On néglige l'inertie des}$$

Voiles longitudinaux par rapport à l'axe (x-x).

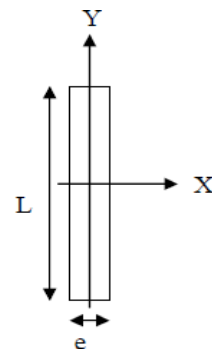


• **Voiles transversaux :**

$$I_x = \frac{e \times L^3}{12}$$

$$I_y = \frac{L \times e^3}{12} \lllll I_x \quad \text{On néglige l'inertie des}$$

Voiles transversaux par rapport à l'axe (y-y).



Remarque :

La longueur L des voiles est mesurée aux extrémités extérieures des poteaux encadrant ceux-ci, elle varie donc avec la section des poteaux.

Pour éviter cette variation et assuré la continuité de ces voiles en élévation, chaque voile doit avoir la même longueur L pour tous les niveaux.

Tableau .IV.8 : les inerties fictives des voiles dans le sens longitudinal

NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	I _y (m ⁴)	I _y (m ⁴) totale
8 ; 9 ème étage	VL8/4	1,3	0.20	0,0366	2,13
	VL8/4	1,3	0.20	0,0366	
	VL8/4	1,3	0.20	0,0366	
	VL8/4	1,3	0.20	0,0366	
	VL9/4	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/4	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/4	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/4	0,9	0.20	0,0121	
	VL10/4	4,8	0,20	1,8432	
VLA1/4	1,8	0.20	0,0972		
5 ; 6 ; 7 ème étage	VL8/3	1,3	0.20	0,0366	2,13
	VL8/3	1,3	0.20	0,0366	
	VL8/3	1,3	0.20	0,0366	
	VL8/3	1,3	0.20	0,0366	
	VL9/3	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/3	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/3	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/3	0,9	0.20	0,0121	
	VL10/3	4,8	0.20	1,8432	
VLA1/3	1,8	0,20	0,0972		
2 ; 3 ; 4 ème étage	VL8/2	1,3	0.20	0,0366	2,13
	VL8/2	1,3	0.20	0,0366	
	VL8/2	1,3	0.20	0,0366	
	VL8/2	1,3	0.20	0,0366	
	VL9/2	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/2	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/2	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/2	0,9	0.20	0,0121	
	VL10/2	4,8	0.20	1,8432	
VLA1/2	1,8	0.20	0,0972		
RDC,1, étage	VL8/1	1,3	0.20	0,0366	2,13
	VL8/1	1,3	0.20	0,0366	
	VL8/1	1,3	0.20	0,0366	
	VL8/1	1,3	0.20	0,0366	
	VL9/1	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/1	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/1	0,9	0.20	0,0121	
	VL9/1	0,9	0.20	0,0121	
VL10/1	4,8	0.20	1,8432		
VLA1/1	1,8	0.20	0,0972		

SS	VL1S1	3,5	0.20	0,7146	16,14
	VL2S1	3,15	0.20	0,5209	
	VL3S1	4,5	0.20	1,5187	
	VL4S1	4,8	0.20	1,8432	
	VL5S1	4,3	0.20	1,3251	
	VL6S1	3,05	0.20	0,4729	
	VL7S1	3,4	0.20	0,6551	
	VL1S2	3,5	0.20	0,7146	
	VL2S2	3,15	0.20	0,5209	
	VL3S2	4,5	0.20	1,5187	
	VL4S2	4,8	0,20	1,8432	
	VL5S2	4,3	0.20	1,3251	
	VL6S2	3,05	0.20	0,4729	
	VL7S2	3,4	0.20	0,6551	
	VLS8/1	1,3	0.20	0,0366	
	VLS8/1	1,3	0.20	0,0366	
	VLS9/1	0,9	0.20	0,0121	
	VLS9/1	0,9	0.20	0,0121	
	VLS10/1	4,8	0.20	1,8432	
	VLA1/1	1,8	0.20	0,0972	

Inertie totale = 24,66 m⁴

Inetie moyenne = 2,24 m⁴

Tableau .IV.9 : les inerties fictives des voiles dans le sens transversal.

NIVEAU	Voiles	Li (m)	ei (m)	I _x (m ⁴)	I _x (m ⁴) totale
8 ; 9 ème étage	VT1/4	5,7	0.20	3,0865	7,89
	VT1/4	5,7	0.20	3,0865	
	VT2/4	3,38	0.20	0,6436	
	VT2/4	3,38	0.20	0,6436	
	VTA1/4	2,35	0.20	0,2163	
	VTA1/4	2,35	0.20	0,2163	
5 ;6 ;7 ème étage	VT1/3	5,7	0.20	3,0865	7,89
	VT1/3	5,7	0.20	3,0865	
	VT2/3	3,38	0.20	0,6436	
	VT2/3	3,38	0.20	0,6436	
	VTA1/3	2,35	0.20	0,2163	
	VTA1/3	2,35	0.20	0,2163	

2 ;3 ;4 ème étage	VT1/2	5,7	0.20	3,0865	7,89
	VT1/2	5,7	0.20	3,0865	
	VT2/2	3,38	0.20	0,6436	
	VT2/2	3,38	0.20	0,6436	
	VTA1/2	2,35	0.20	0,2163	
	VTA1/2	2,35	0.20	0,2163	
RDC,1, étage	VT1/1	5,7	0.20	3,0865	7,89
	VT1/1	5,7	0.20	3,0865	
	VT2/1	3,38	0.20	0,6436	
	VT2/1	3,38	0.20	0,6436	
	VTA1/1	2,35	0.20	0,2163	
	VTA1/1	2,35	0.20	0,2163	
SS	VT1S1/01	5,7	0.20	3,0865	11,67
	VT1S2/01	5,7	0.20	3,0865	
	VT2S1/01	5	0.20	2,0833	
	VT2S2/01	5	0.20	2,0833	
	VT3S1/01	3	0.20	0,4500	
	VT3S2/01	3	0.20	0,4500	
	VTA1/1	2,35	0.20	0,2163	
	VTA1/1	2,35	0.20	0,2163	

Inertie totale = 43,23 m⁴

Inertie moyenne = 3,93 m⁴

IV.6. Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

➤ Sens X-X :

Tableau IV.10 : Comparaison des inerties dans le sens X-X.

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portique	9,682	28,193
Voile	24,66	71,807
Voile + Portique	34,342	100

➤ Sens Y-Y :

Tableau IV.11 : Comparaison des inerties dans le sens Y-Y.

	Inertie (m ⁴)	Pourcentage (%)
Portique	9,372	17,82
Voile	43,23	82,18
Voile + Portique	52,602	100

❖ Rappel (RPA 99 Révisé 2003) :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus **20%** des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.
- Les portiques doivent reprendre, outre sollicitations dues aux charges verticales au moins **25%** de l'effort tranchant d'étage.

IV.7. Conclusion :

En tenant compte des résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que les portiques et les voiles travaillent conjointement aussi bien dans le sens X-X que dans le sens Y-Y.

Du fait que l'inertie des portiques dépasse les 25 % (tel que prévu par le RPA) de l'inertie totale de la structure, cela nous ramène à dire que nous avons **un contreventement mixte avec interaction voile-portique** dans les deux sens principaux.

D'où le coefficient de comportement $R=5$ (**tableau 4.3 RPA 99 révisé 2003**).

Chapitre V
Modélisation de la structure
et vérifications RPA

V.1. Introduction :

Dans cette partie, on présentera les différentes étapes de l'introduction des données dans l'application du logiciel ETABS V9.7 et une vérification de toutes les exigences du RPA.

V.2. Description du logiciel ETABS :

Le logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) : est un logiciel de calcul qui permet de modéliser facilement et rapidement tous type de bâtiments grâce à l'interface graphique. Nous pouvons déterminer, les diagrammes des efforts internes dans la structure sous l'effet des charges verticales représentées par G et Q ; et sous l'effet des charges horizontales représentées par le séisme (E) ; il nous permet aussi la visualisation de la déformée du système, les champs de contraintes, les modes de vibration...

V.3. Les étapes de la modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit

- Introduction de la géométrie de l'ouvrage.
- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles...).
- Définition des charges statiques (G, Q).
- Introduction du spectre de réponse (E) selon RPA99/version 2003
- Définition de la charge sismique E.
- Chargement des éléments.
- Introduction des combinaisons d'actions.
- Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats

Etapes de modélisation :

➤ Première étape :

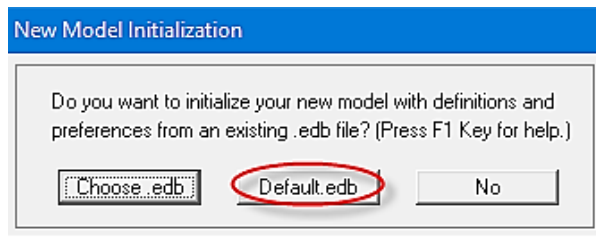
La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

a) Choix des unités :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN.m comme unités de base pour les forces et déplacements

b) Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** → **New model**

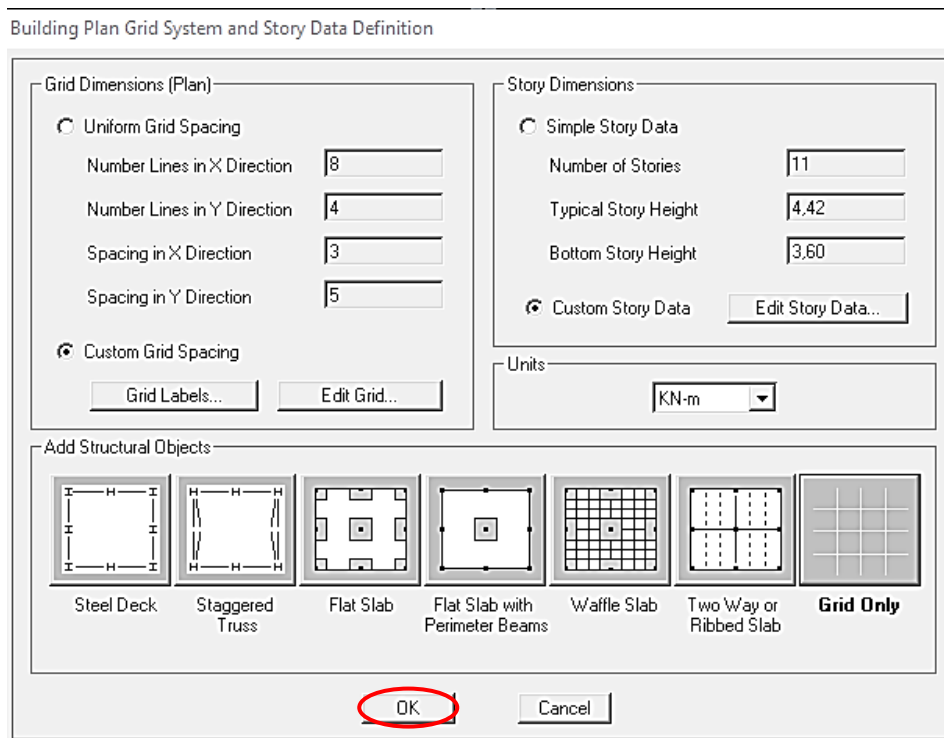


Cette option permet de créer rapidement un modèle régulier, en utilisant des exemples de structures prédéfinis dans la base de données.et consiste à définir

Le nombre de portiques suivant x-x :8

Le nombre de portique suivant y-y :4

Le nombre des étages : 11 niveaux (R+9+SS)

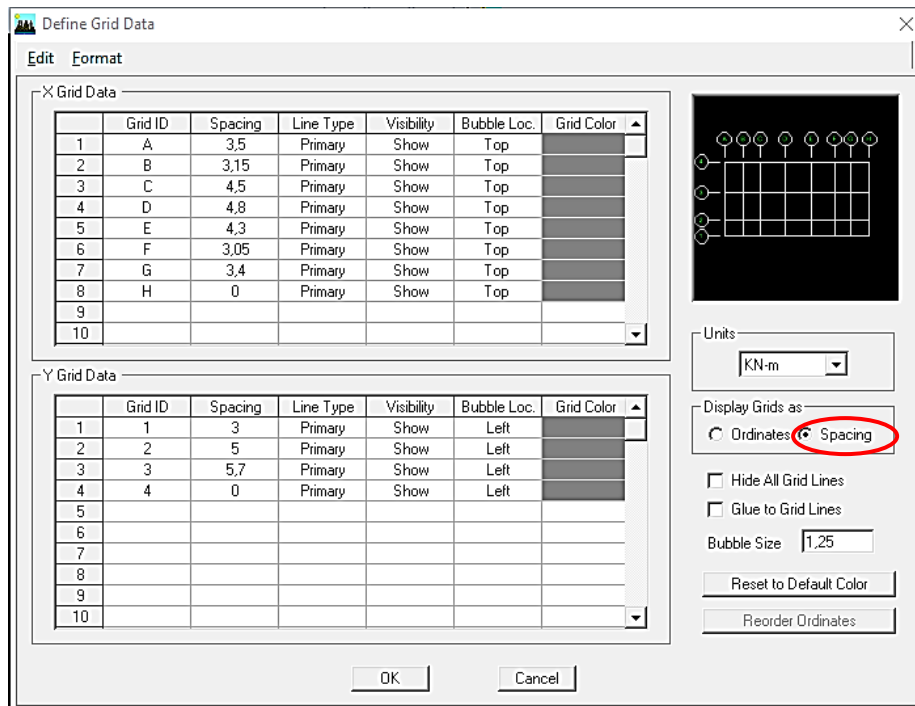


c) Modification de la géométrie de base :

Nous allons procéder à la modification des longueurs des travées et des hauteurs d'étage

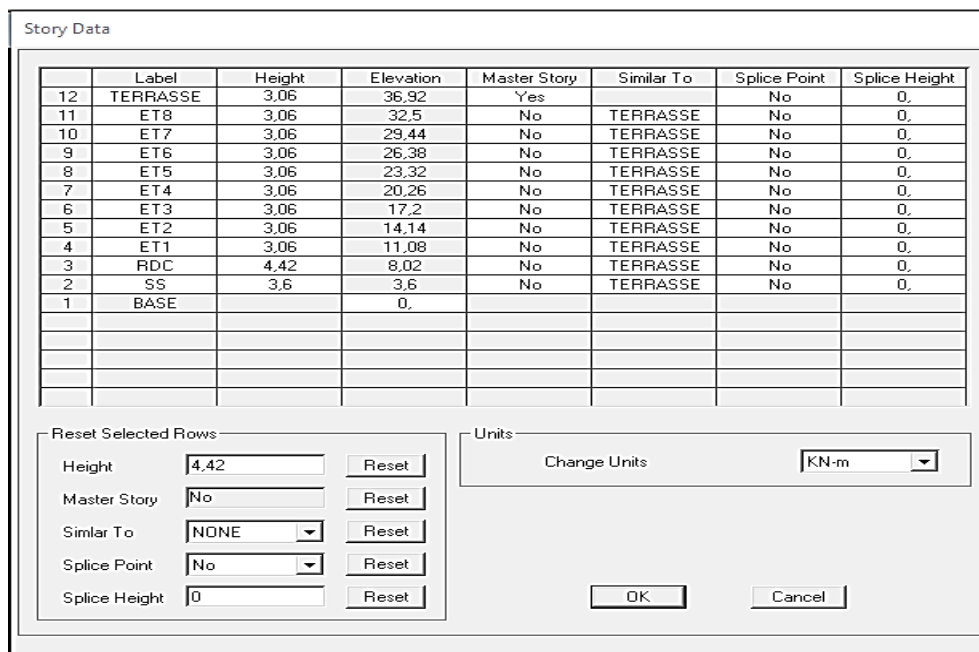
Nous cliquons sur **Custom** → **Edit Grid**

Dans la fenêtre ci-après, nous cliquons sur **Spacing**, puis nous introduisons les distances des travées suivant X-X et Y-Y.

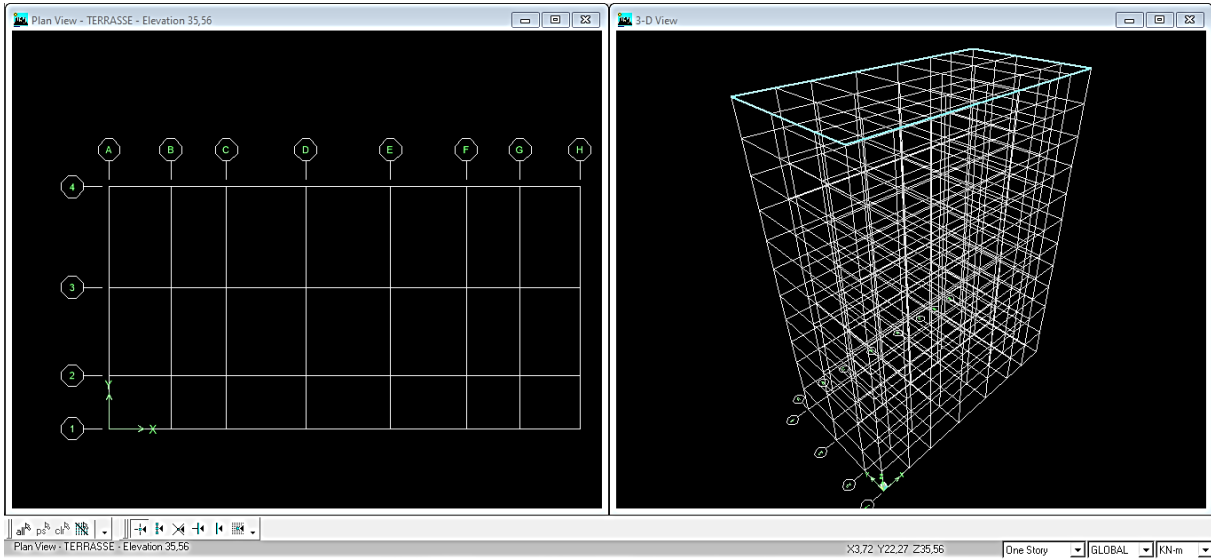


Par la suite nous cliquons sur **Ok**.

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custom Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment.



Après la validation des étapes précédentes, nous obtenons deux fenêtres représentant la structure différemment l'une en 2D et l'autre en 3D comme indiqué sur la figure :

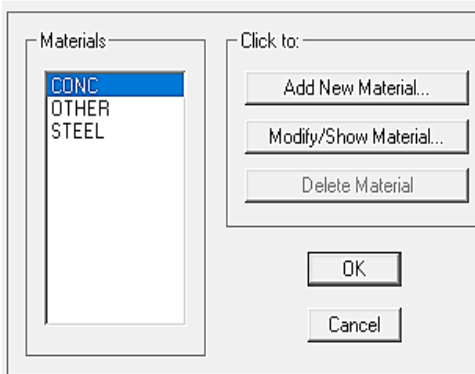


➤ **Deuxième étape :**

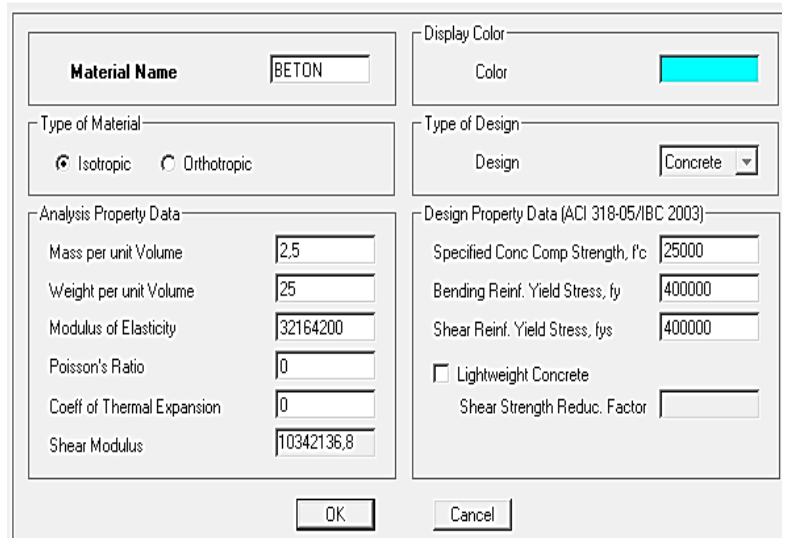
La deuxième étape consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux en l'occurrence, l'acier et le béton.

On clique sur **Define** puis **Material proprietes** nous sélectionnant le matériau **CONC** et on clique sur **Modify/ Show material** et on apporte les modifications inscrites dans la figure suivante :

Define Materials



Material Property Data



Le matériau Other (autre) :

- Masse per unit volume (masse volumique béton) : 0 KN/m³
- Weight per unit volume (Poids volumique béton) : 0 KN/m³

Material Property Data

Material Name: OTHER

Display Color: Color (Red)

Type of Material: Isotropic Orthotropic

Type of Design: Design (None)

Analysis Property Data:

Mass per unit Volume	0
Weight per unit Volume	0
Modulus of Elasticity	1.999E+08
Poisson's Ratio	0.2
Coeff of Thermal Expansion	1.170E-05
Shear Modulus	76884615.

Design Property Data:

OK Cancel

➤ **Troisième étape :**

La troisième étape consiste à l'affectation des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, dalle, voile...)

Nous commençons d'abord par affecter les sections des poutres principales (PP) ensuite les poutres secondaires (PS).

Nous procédons comme suit :

Défine puis Frame sections

Nous sélectionnons tous les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis, nous cliquons sur **Delete Property**.

Ensuite nous cliquons sur **Add 1/ Wide Flange , Add Rectangular**

Dans la fenêtre qui s'affiche nous introduisons les dimensions de l'élément

Rectangular Section

Reinforcement Data

-Puis sur **Reinforcement** → **Beam**.

-Nous validons avec **OK**.

La procédure est la même pour les poteaux, nous devons seulement modifier le paramètre **Beam** et faire la sélection sur **Column**

Rectangular Section

Reinforcement Data

Après avoir fini de modéliser les éléments barres (poutres, poteaux), nous allons passer aux éléments surfaciques (planchers, voiles, et dalles pleines).

❖ **Plancher :**

Define et **Wall/Slab**, on clique sur **Add New Slab** et on spécifie le nom **CC** (plancher en corps creux) et l'épaisseur.

Wall/Slab Section

The dialog box 'Wall/Slab Section' contains the following fields and options:

- Section Name:** CC
- Material:** OTHER
- Thickness:**
 - Membrane: 0,2
 - Bending: 0,2
- Type:**
 - Shell
 - Membrane
 - Plate
 - Thick Plate
- Load Distribution:**
 - Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (cyan square), OK, Cancel

❖ **Dalle pleine :**

Define et **Wall/Slab**, on clique sur **Add New Slab** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

Wall/Slab Section

The dialog box 'Wall/Slab Section' contains the following fields and options:

- Section Name:** DP
- Material:** BETON
- Thickness:**
 - Membrane: 0,2
 - Bending: 0,2
- Type:**
 - Shell
 - Membrane
 - Plate
 - Thick Plate
- Load Distribution:**
 - Use Special One-Way Load Distribution
- Buttons:** Set Modifiers..., Display Color (magenta square), OK, Cancel

❖ **Voile :**

Define et **Wall/Slab**, on clique sur **Add New Wall** et on spécifie le nom et l'épaisseur.

Wall/Slab Section

➤ **Quatrième étape :**

Avant de charger la structure il faut d'abord définir les charges appliquées à la structure modélisée.

1. Charges statiques (G et Q) :

La structure est soumise à des charges permanentes G, et à des charges d'exploitations Q, pour les définir on clique sur **Define Load Cases**.

❖ **Charges permanentes :**

Load Name (Nom de la charge) : **G**

Type **DEAD** (Permanente)

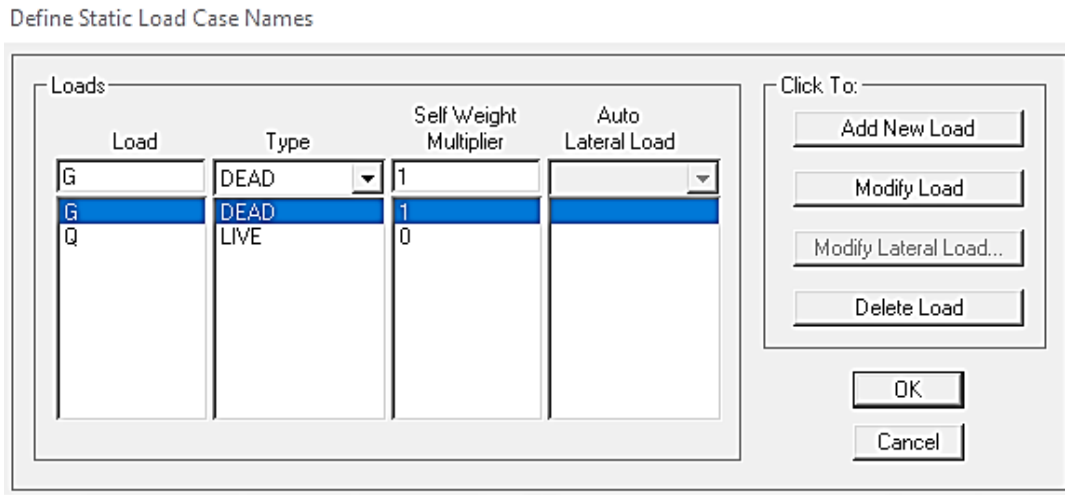
Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **1**

❖ **Charges d'exploitations :**

Load Name (Nom de la charge) : **Q**

Type **LIVE** (Exploitation)

Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : **0**



2. Charge dynamique (E) :

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse conçu par le CGS.

Ce spectre est une courbe de réponse maximale d'accélérations (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée par les valeurs successives de périodes propres **T**.

-Données à introduire dans le Logiciel :

Zone : IIa (Zone à sismicité moyenne, voir **Annexe 1** du **RPA 2003**)

Groupe d'usage : 2 (bâtiments courants, voir chapitre **3.2** du **RPA 2003**)

Coeff comportement : R=5

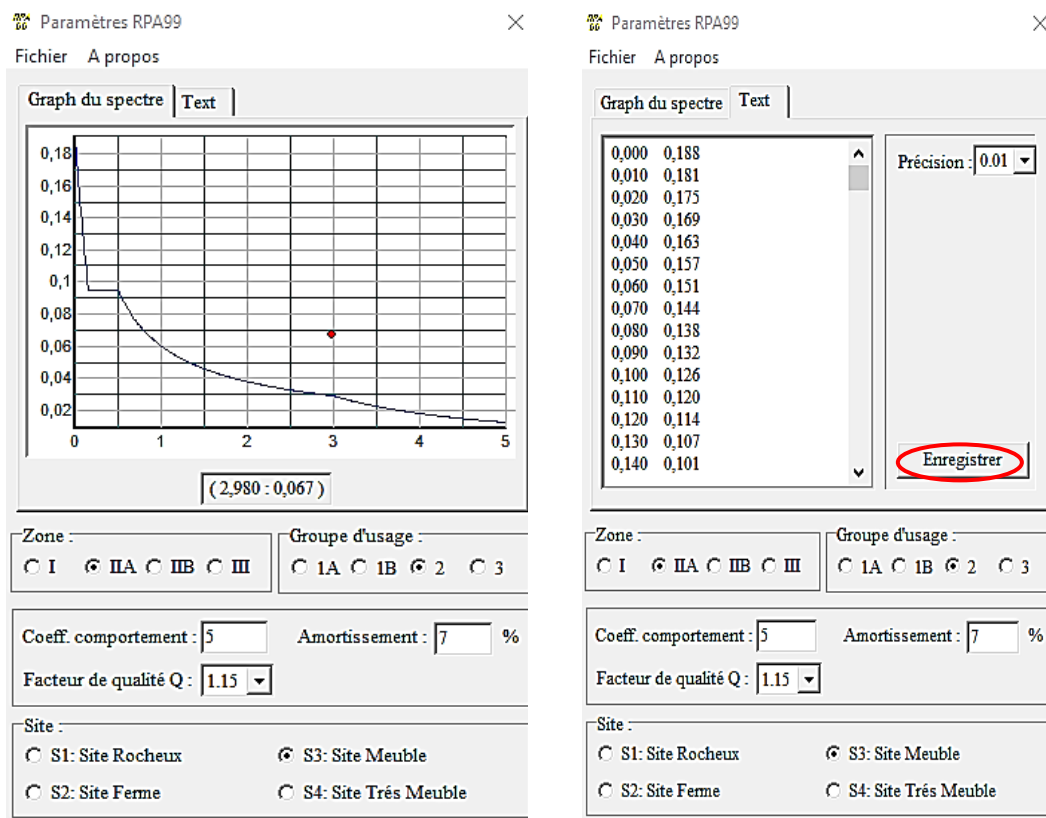
Site : S3 (relevé du rapport de sol)

Facteur de qualité (Q): 1,15

Le coefficient d'amortissement : 7%

On ouvre le Logiciel en cliquant sur l'icône





Après avoir introduit les données dans leurs cases respectives, on clique sur l'onglet enregistré

Pour injecter le spectre dans logiciel ETABS on clique sur :

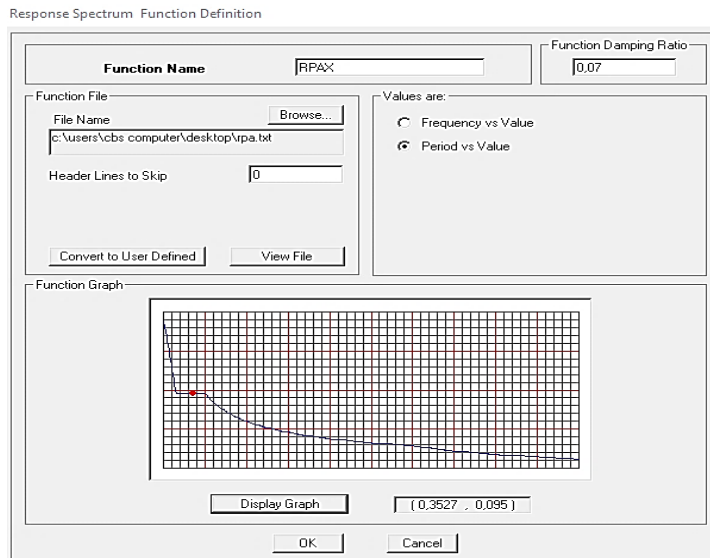
Define Response → **Spectrum Function** → **Spectrum From File**

Function Name (nom du spectre) : **RPAX**

Sélectionner : **Period vs value**

Ensuite **Browse** → sélectionner le fichier **RPAX** → **Display Graph**

On clique sur **OK** pour valider.



Le spectre étant introduit , nous allons passer à la prochaine étape qui consiste en la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses Spectrum Cases** → **Add New Spectrum**

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EX

Structural and Function Damping
Damping 0,07

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAX	9,81
U2		
UZ		

Excitation angle 0

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0
 Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EY

Structural and Function Damping
Damping 0,07

Modal Combination
 CQC SRSS ABS GMC
 f1 f2

Directional Combination
 SRSS
 ABS Orthogonal SF
 Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPAY	9,81
UZ		

Excitation angle 0,

Eccentricity
 Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,
 Override Diaph. Eccen.

Dans la partie **Input response spectra** nous allons introduire le spectre à prendre en compte dans les deux directions principales **U1** et **U2**.

➤ **Cinquième étape : Chargement des éléments**

L'affectation des charges se fait par trois méthodes soit on charge les planchers ou bien les poutrelles ou bien les portiques (poutres et poteaux).

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels.

Les charges sont uniformément réparties par m² selon les axes locaux ou globaux.

Dans notre cas, ces charges surfaciques sont introduites pour les planchers en corps creux.

Charger les planchers et les poutres secondaires :

Pour affectation des charges :

On sélectionne les planchers définis en corps creux (**méthode de bardage**) on clique sur :

Assign → **Show area load** → **uniform surface load**

Quand aux poutres secondaires on les sélectionne et on clique sur l'icône ou bien



Assign → **Frame line/load** → **distribution** → **uniform load**

Dans la case Load Case Name on spécifie le type de chargement (G ou Q) , ensuite le chargement linéaire est introduit dans la case Load.



➤ **Sixième étape : Introduction des combinaisons d’actions**

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations sont :

❖ **Combinaisons aux états limites :**

ELU : $1,35G + 1,5Q$

ELS : $G + Q$

Poids : $G + 0,2Q$

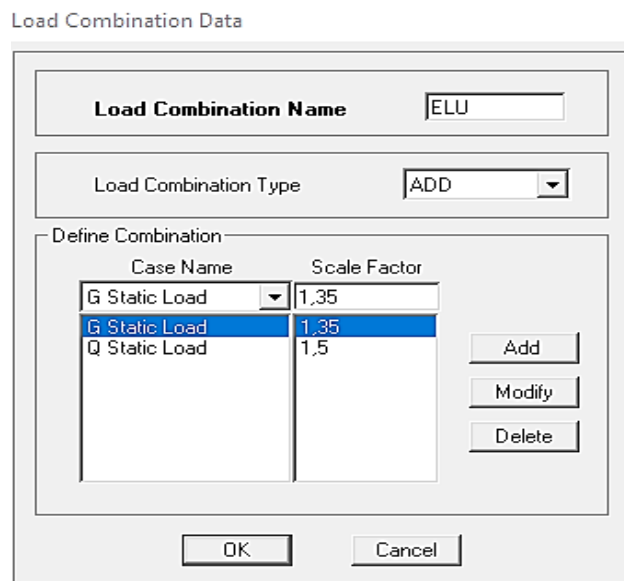
❖ **Combinaisons accidentelles du RPA :**

GQE : $G + Q \pm E$

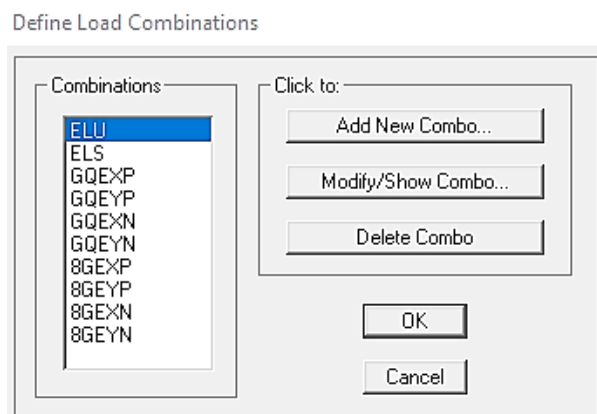
0,8GE : $0,8G \pm E$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **Load Combinaisons** → **Add New Combo**



On reprend les mêmes opérations pour introduire les autres combinaisons d’actions.



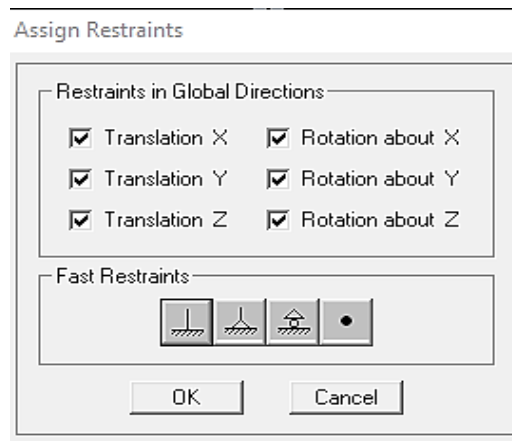
➤ **Septième étape :**

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis , diaphragmes) pour la structure modélisée.

❖ **Appuis :**

On a admis que les poteaux sont encastrés au sol de fondations , pour modéliser cet encastrement on sélectionne tous les nœuds d'appuis de la base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints**



❖ **Mass-Source :**

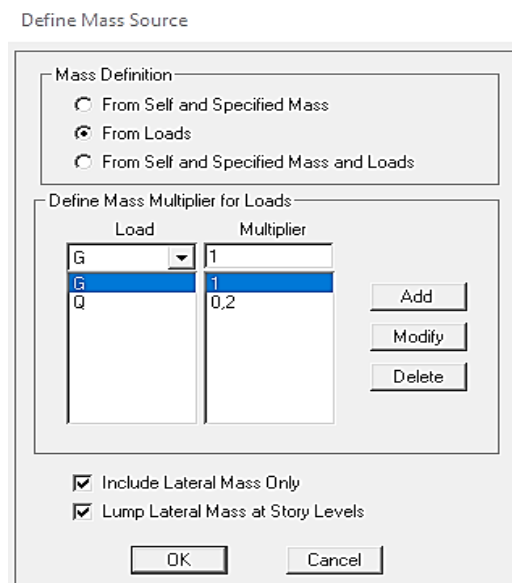
Define → **Mass-Source**

La masse des planchers est supposée concentrées en leurs centres de masse qui sont désignés par la notation de Mass –Source

-on choisi **Mass Definition** → **From Loads**

-On donne la valeur 1 pour la charge permanente

-On donne la valeur de β suivant la nature de la structure ($\beta=0.2$ pour notre cas).

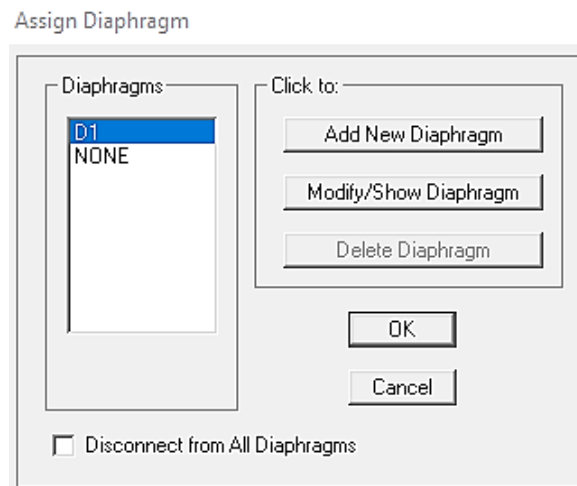


❖ **Diaphragmes :**

Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier tous les nœuds d'un même plancher à leurs nœuds maîtres de telle sorte qu'ils puissent former un **diaphragme**, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par le logiciel.

On sélectionne les nœuds du premier plancher puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Diaphragms** → **Add New Diaphragm**



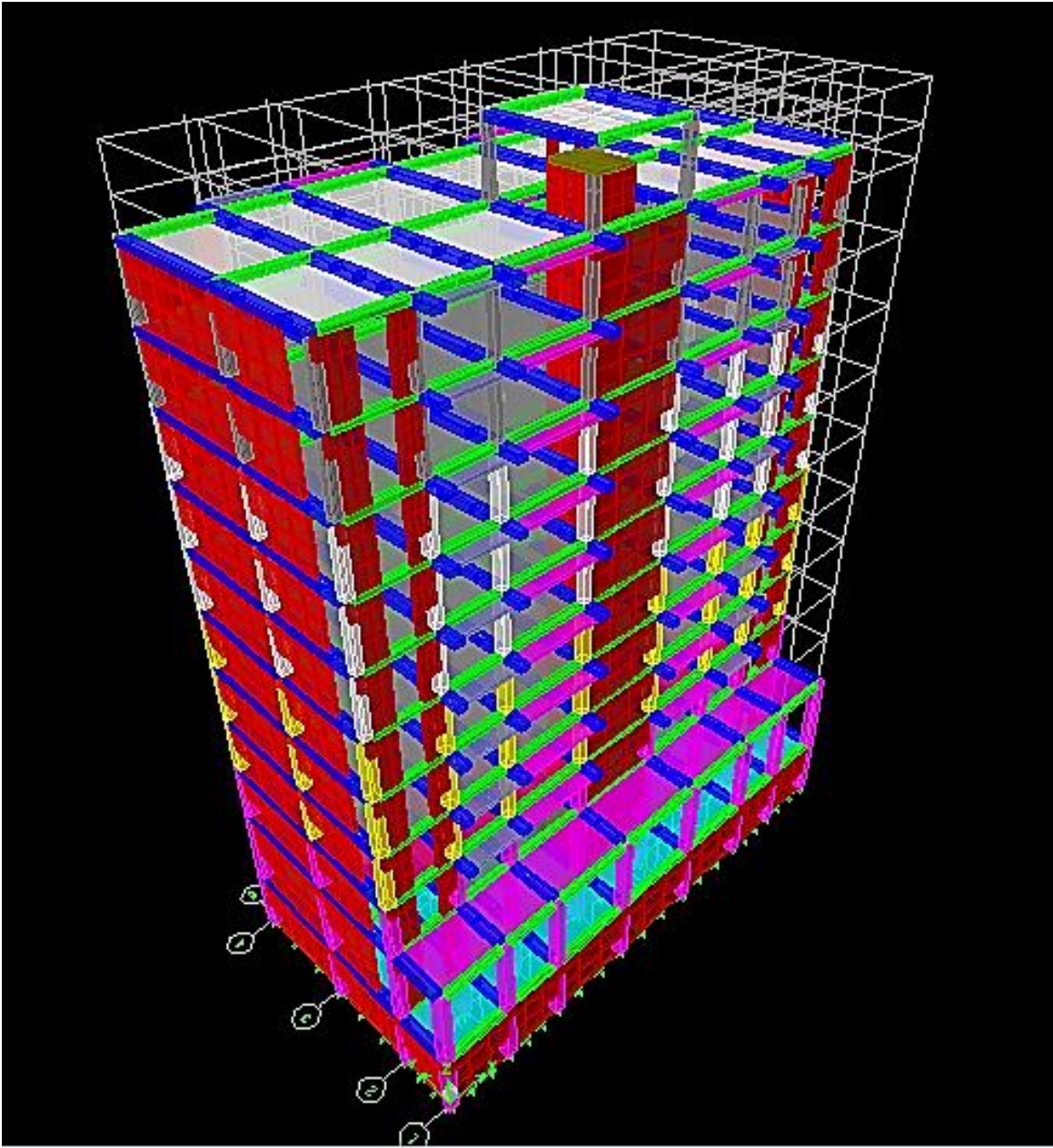
Après avoir introduit le nom du diaphragme dans la case **Diaphragm** on clique sur **OK** pour valider.

On refait la même opération pour tous les autres planchers.

➤ **Huitième étape : Analyse et visualisation des résultats**

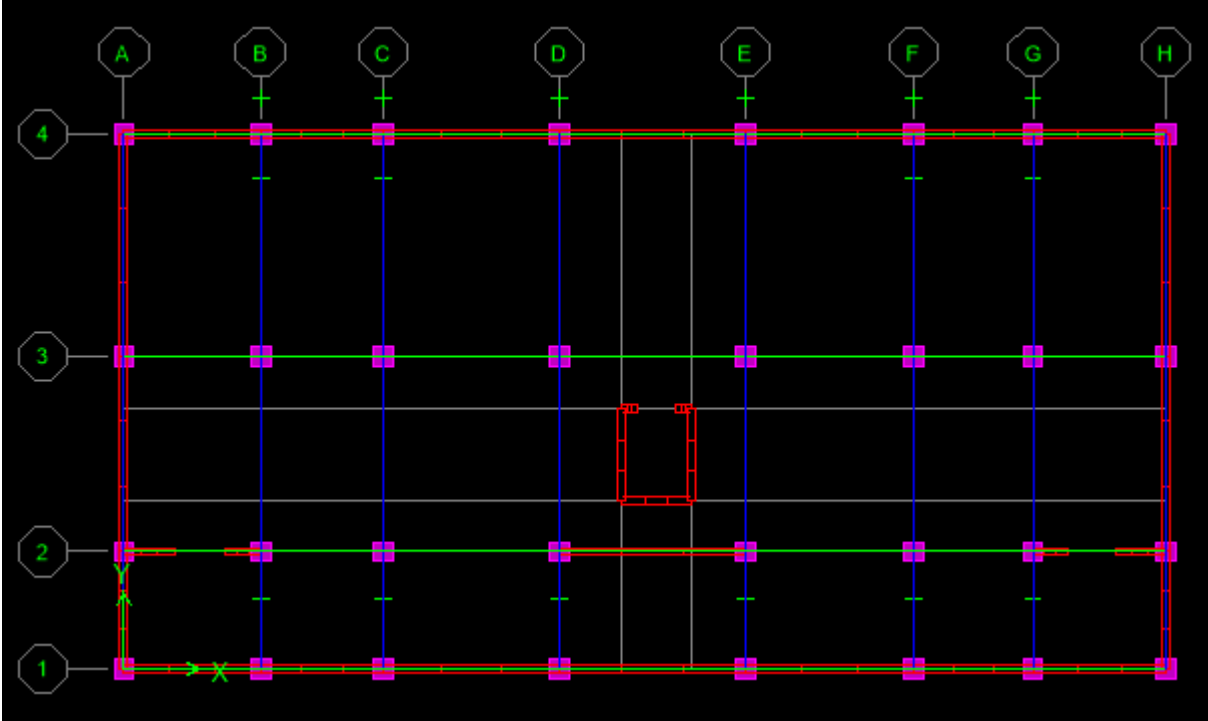
Pour lancer l'analyse de la structure, on se positionne sur l'onglet **Analyze** et on sélectionne **Run Analysis**.

Vue en 3D de la structure

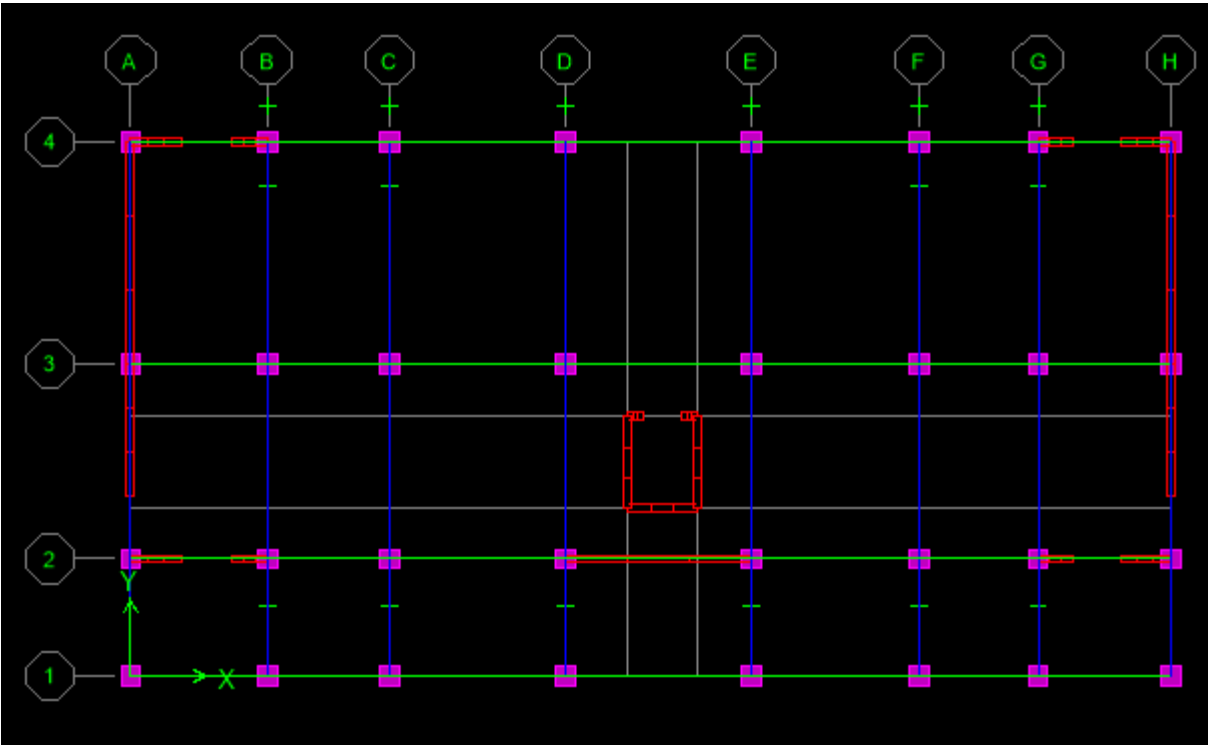


Vue en plan de la structure

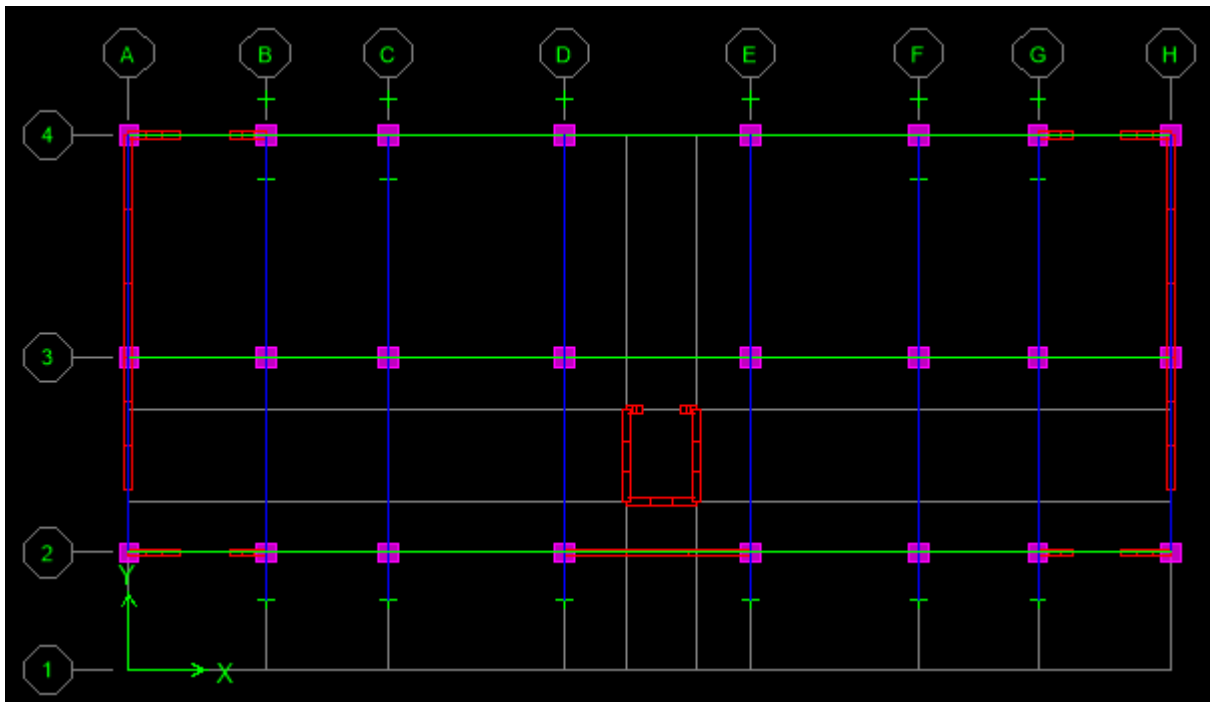
Sous sol



RDC



Etage courant



V.4. Vérification des résultats du logiciel selon le RPA (2003):

Avant de passer au ferrailage de la structure le règlement parasismique algérien exige de faire les vérifications suivantes :

- Pourcentage de masse participante.
- Estimation de la période fondamentale.
- Vérification de l'effort tranchant à la base.
- Vérification de l'effort de torsion (l'excentricité) .
- Vérification des déplacements relatifs.
- Vérification du déplacement maximal de la structure
- Vérification des effets du second ordre (l'effet P- Δ)

V.4.1. Pourcentage de masse participante :

Le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation est tel que la somme des masses effectuées soit égale à 90% au moins de la masse totale.

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,959532	63,7914	0,0003	63,7914	0,0003	0,0509
2	0,520558	0,0003	64,2237	63,7918	64,2240	0,0046
3	0,348022	0,0328	0,0031	63,8245	64,2271	62,9431
4	0,241306	15,2053	0,0001	79,0299	64,2272	0,0359
5	0,123304	0,0233	18,3823	79,0532	82,6095	0,0016
6	0,122055	2,0335	0,2189	81,0867	82,8284	0,0985
7	0,099647	3,9966	0,0018	85,0833	82,8302	0,0012
8	0,089900	0,0029	1,6399	85,0862	84,4701	0,0007
9	0,083835	0,1020	0,0003	85,1882	84,4704	14,1145
10	0,078832	0,0124	0,0032	85,2005	84,4736	4,5063
11	0,061259	2,4391	0,0001	87,6396	84,4736	0,0033
12	0,054721	0,0000	6,7648	87,6396	91,2384	0,0004
13	0,042449	1,1768	0,0000	88,8164	91,2384	0,1513
14	0,038440	0,0001	0,0021	88,8165	91,2405	6,5419
15	0,034789	0,0000	3,3120	88,8165	94,5525	0,0039
16	0,031809	0,5925	0,0000	89,4090	94,5525	0,0001
17	0,025432	0,3241	0,4622	89,7330	95,0147	0,0537
18	0,025423	0,0784	1,9409	89,8114	96,9556	0,0000
19	0,024619	0,0003	0,0186	89,8116	96,9742	3,1404
20	0,021413	0,4091	0,0001	90,2207	96,9743	0,0095
21	0,020921	0,0000	2,3572	90,2207	99,3316	0,0000
22	0,018951	0,7428	0,0000	90,9635	99,3316	0,0104
23	0,018174	0,0056	0,5356	90,9691	99,8672	0,2020
24	0,018049	0,0884	0,0567	91,0575	99,9239	1,9972
25	0,017642	3,9399	0,0000	94,9973	99,9239	0,0215

Comme on peut le constater dans le tableau ci-dessus, dans notre cas le pourcentage de la masse participante est atteinte au **20^{ème} mode** dans le sens x-x et au **12^{ème} mode** dans le sens y-y.

V.4.2. Vérification de la période RPA99 version 2003 (Art 4.2.4).

La valeur de la période empirique peut être calculée comme suit :

$$T = C_T \cdot hN^{3/4} \dots\dots\dots \text{RPA99 version 2003 (formule 4.6)}$$

Avec :

hN : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T: Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

RPA99 version2003 (Tableau 4.6).

Cas N°	Système de contreventement	C _T
1	Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonneries	0,075
2	Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie	0,085
3	Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonneries	0,05
4	Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en B.A	0,05

Tableau V.1. Valeurs du coefficient C_T

$$T_{emp} = 0,05 \times 38,56^{0,75} = 0,773 \text{ s}$$

La valeur de T calculée à partir des méthodes numériques ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30 %

Autrement dit $T_{LOG} < T_{RPA}$

Après majoration de la période empirique de 30 % on aura :

$$T_{RPA} = 0,773 \times 1,3 = 1,00 \text{ s}$$

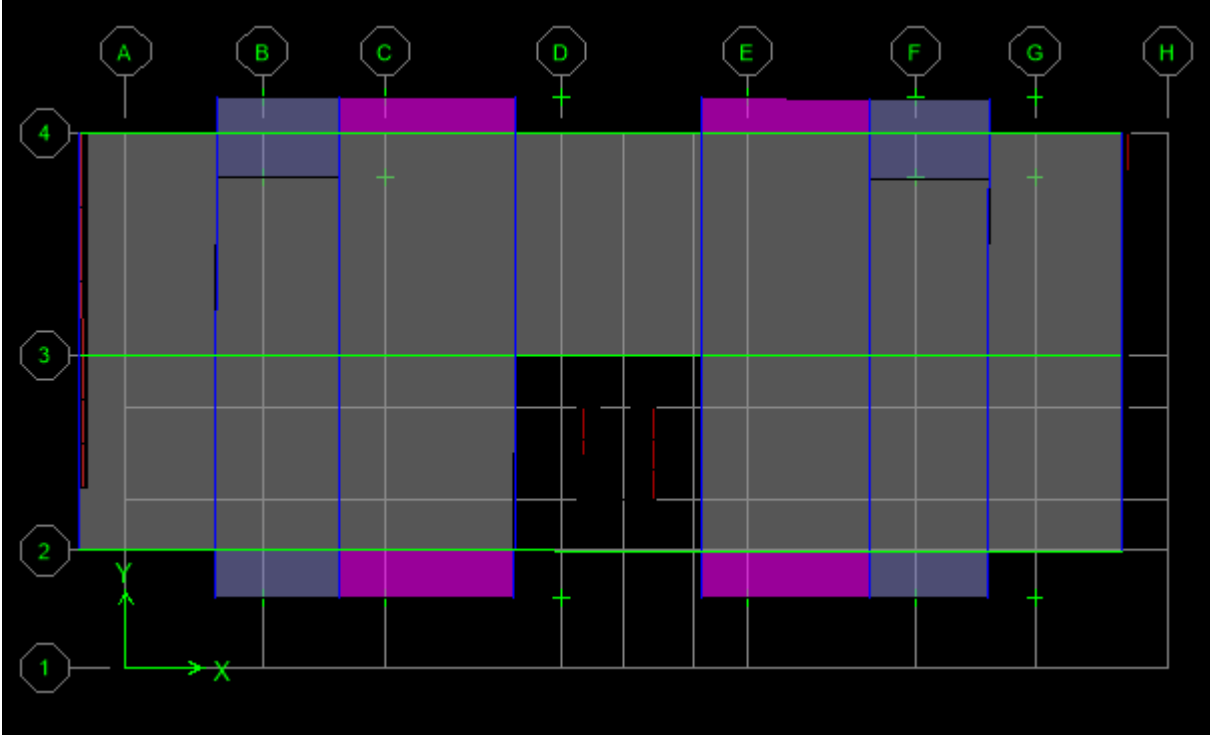
Du logiciel ETABS on tire T_{LOG} : $T_{LOG} = 0,959 \text{ s}$

- Comparaison des résultats :

$$T_{RPA} = 1,004 > T_{LOG} = 0,959 \text{ s} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée.}$$

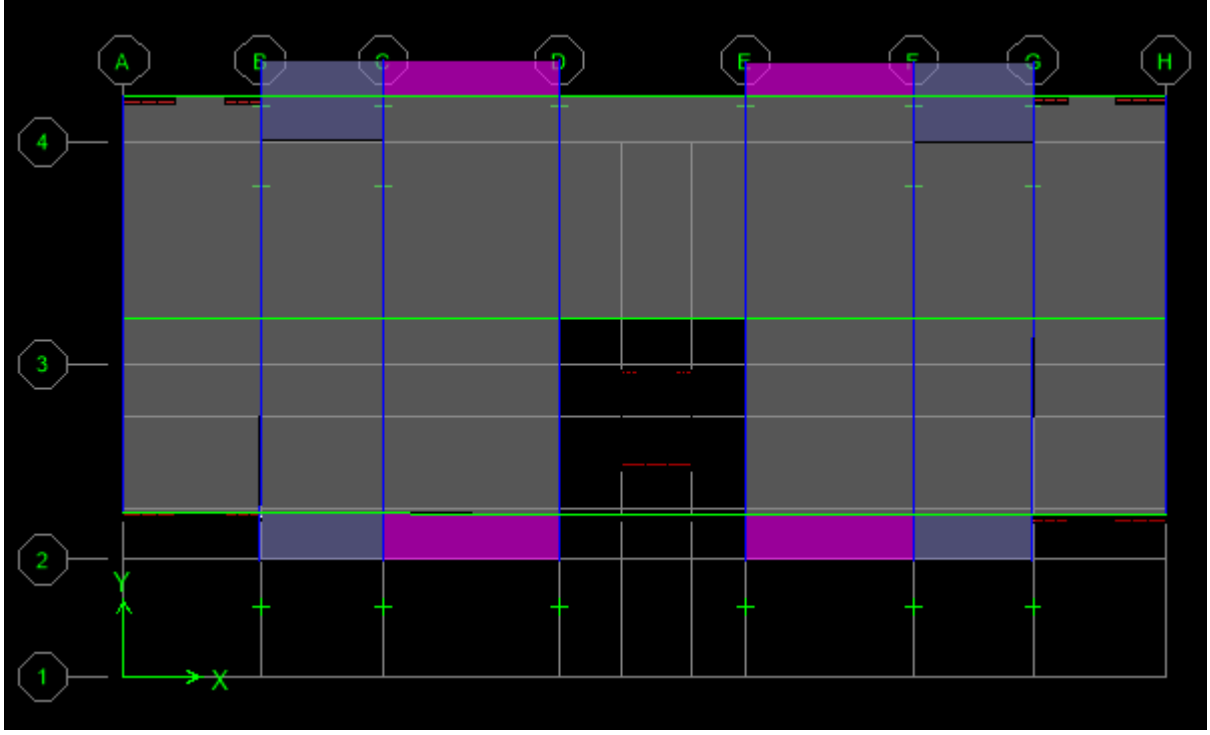
Premier mode de vibration

T = 0,959 s (Translation suivant OX)



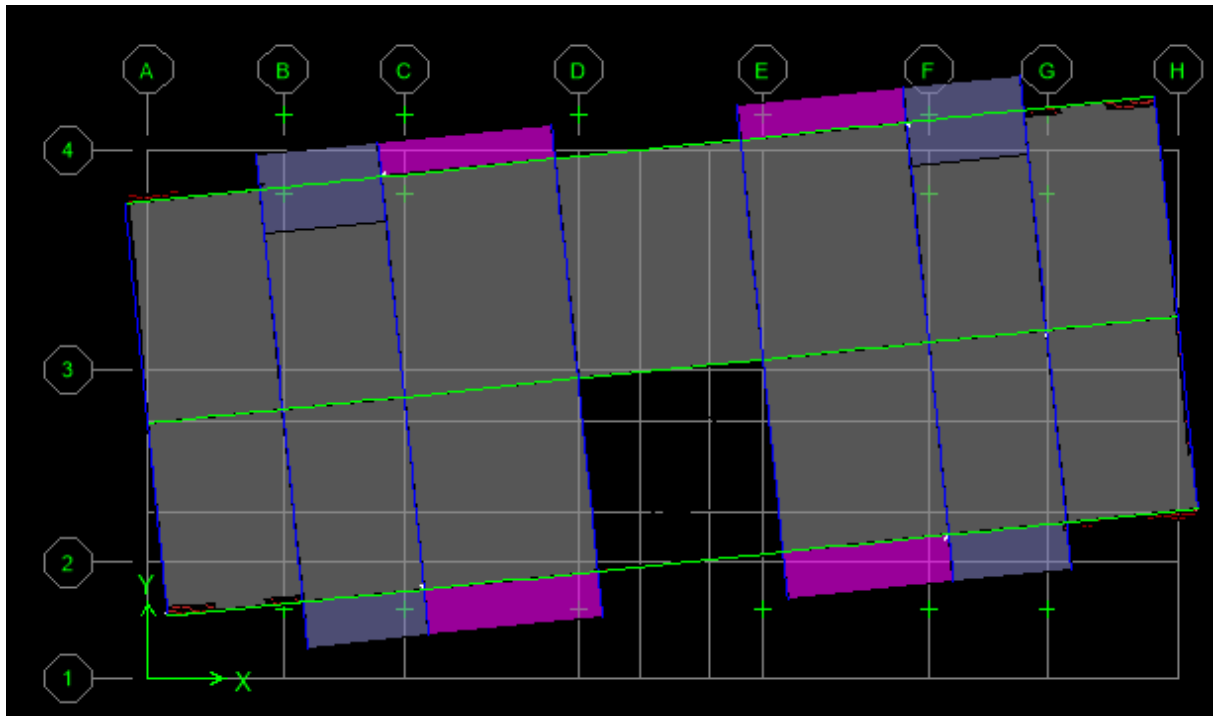
Deuxième mode de vibration

T = 0,520 s (Translation suivant OY)



Troisième mode de vibration

T= 0,348 s (Rotation suivant OZ)



V.4.3. Vérification de l'effort tranchant à la base (Art 4.3.6)

RPA99 version 2003

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente autrement dit $V_{dyn} \geq 0,8 \times V_{stat}$

Avec :

$$V_{stat} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA99 version 2003 (Art 4.2.3).}$$

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique.

R : coefficient de comportement global de la structure.

Q : facteur de qualité.

W : poids total de la structure.

Calcul du coefficient d'accélération de zone

Tableau V.2: Coefficient d'accélération de zone "A".

Groupe	Zone			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
2B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

A = 0,15 (la zone **IIa** et groupe d'usage **2**)

Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen (D) qui est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases} \quad \text{RPA99 version 2003 (Art 4.2.3).}$$

T₁ et **T₂** : Périodes caractéristiques, associées à la catégorie du site données par le tableau suivant

Tableau V.3. Périodes caractéristiques

Site	S1	S2	S3	S4
T₁	0,15	0,15	0,15	0,15
T₂	0,30	0,40	0,50	0,70

T₁ = 0,15 s **T₂ = 0,50 s**

η : facteur de correction d'amortissement, donné par la relation suivante

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7 \quad \text{(Formule 4.3)}$$

Avec $\xi = 7\%$ (cas le plus défavorable).

$$\eta = 0,882 \geq 0,7 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

T: La période fondamentale donnée par ETABS : **T = 0,962 s**

Donc :

$$T_2 = 0,5 \text{ s} \leq T = 0,959 \text{ s} \leq 3,0 \text{ s}$$

D'où :

$$D_x = D_y = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0,5}{0,959} \right)^{2/3} = 1,43$$

W_t : Poids total de la structure, donné par ETABS

Pour déterminer le poids de la structure par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display \longrightarrow **Show Table** \longrightarrow **Building Output** \longrightarrow **Building Output**
 \longrightarrow **Table: Story Shears**

Puis on définit la combinaison **Poids combo** en cliquant sur : **Select cases/combo**

Calcul du poids total de la structure

Le poids total de la structure est tiré du logiciel

$$W = 40088,91 \text{ (KN)}$$

Les valeurs des autres paramètres sont déterminées précédemment.

Tableau V.4 : Tableau récapitulatif des différents paramètres.

	A	D	R	Q	W(KN)
Valeurs	0,15	1,43	5,00	1,15	40088,91

On aura donc $V_{stat} = 1977,79 \text{ KN}$

$$0,8 \times V_{stat} = 1582,23 \text{ KN}$$

Les résultats des efforts tranchant à la base sont donnés par ETABS comme suit

- Effort tranchant donné par la Méthode Modale Spectrale

Display → Show tables → Modal informations → Building Modal Informations → Response Spectrum Base Reactions

Select Cases/combos → Ex et Ey.

Tableau V.5 : Tableau récapitulatif des résultats

	V dynamique (KN)	V statique (KN)	0,8 % V stat	0,8V stat < V dyn
Sens x-x	1773,74	1977,79	1582,23	C.V
Sens y-y	2496,69	1977,79	1582,23	C.V

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales est supérieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V → L'effort tranchant à la base est vérifié.

V.4.4. Vérification de l'effet de la torsion d'axe (excentricité) :

D'après (Art 4.3.7RPA99V2003), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité additionnelle égale à $\pm 5\%L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

On doit vérifier que: $|C_M - C_R| \leq 5\% L$ (VI.4)

Tel que : CM : centre de masse.

CR : centre de rigidité.

➤ Excentricité calculé :

✓ Sens longitudinale (x-x) :

$$e_x \leq 5\% L_x = 0,05 \times 27,1 = 1,355 \text{ m}$$

✓ Sens transversal (y-y) :

SS et RDC : $e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 14,1 = 0.705 \text{ m}$

Etage de service : $e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 12,3 = 0.615 \text{ m}$

Etage courant : $e_y \leq 5\% L_y = 0,05 \times 13,2 = 0.660 \text{ m}$

➤ **Détermination de l'excentricité à partir du logiciel ETABS :**

Pour cela on suit cheminement ci-après : **Display** —————> **show tables**

Un tableau s'affichera et on coche les cases suivantes :

Analyse results —————> **building output** —————> **Table: center mass rigidity**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur : **Select cases/combo**s

Puis on clique : **OK** —————> **OK**.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	XCCM	YCCM	XCR	YCR
TERRASSE-1	DA1	13,378	6,677	13,377	6,505
RDC	DA2	13,666	6,959	13,380	6,950
ET1	DA3	13,377	8,012	13,390	7,140
ET2	DA4	13,375	8,225	13,402	7,494
ET3	DA5	13,375	8,225	13,414	7,820
ET4	DA6	13,375	8,224	13,425	8,092
ET5	DA7	13,374	8,225	13,435	8,307
ET6	DA8	13,374	8,225	13,443	8,478
ET7	DA9	13,373	8,224	13,451	8,618
ET8	DA10	13,373	8,224	13,457	8,731
TERRASSE	DA11	13,368	8,223	13,461	8,824
TERRASSE-1	DA12	13,650	5,475	13,607	4,953
TERRASSE-1	DA13	13,550	5,500	13,588	4,885

Après on copiera ses résultats dans l'Excel on suivant le chemin :

Edit —————> **copy** —————> **collé dans l'Excel**

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

$$\text{Avec: } \begin{cases} e_x = |XCCM - XCR| \\ e_y = |YCCM - YCR| \end{cases}$$

Tableau V.6 : vérification de l'excentricité

Story	Diaph	XCCM	YCCM	XCR	YCR	ex	5%Lx	ey	5%Ly	
SS	SS	13,378	6,677	13,377	6,505	0,001	1,355	0,172	0,705	CV
RDC	RDC	13,666	6,959	13,38	6,95	0,286	1,355	0,009	0,705	CV
ET1	ET1	13,377	8,012	13,39	7,14	-0,013	1,355	0,872	0,615	C.N.V
ET2	ET2	13,375	8,225	13,402	7,494	-0,027	1,355	0,731	0,660	C.N.V
ET3	ET3	13,375	8,225	13,414	7,82	-0,039	1,355	0,405	0,660	CV
ET4	ET4	13,375	8,224	13,425	8,092	-0,05	1,355	0,132	0,660	CV
ET5	ET5	13,374	8,225	13,435	8,307	-0,061	1,355	-0,082	0,660	CV
ET6	ET6	13,374	8,225	13,443	8,478	-0,069	1,355	-0,253	0,660	CV
ET7	ET7	13,373	8,224	13,451	8,618	-0,078	1,355	-0,394	0,660	CV
ET8	ET8	13,373	8,224	13,457	8,731	-0,084	1,355	-0,507	0,660	CV
ET9	ET9	13,368	8,223	13,461	8,824	-0,093	1,355	-0,601	0,660	CV

—————> L'excentricité est vérifiée.

V.4.5. Vérification des déplacements relatifs :

D'après le RPA 99 (Art 5-10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots\dots\dots (IV.5)$$

- ✓ δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques
- ✓ R : coefficient de comportement **R = 5**

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1} < 1\% h_k \dots\dots\dots (IV.6)$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

- Dans le sens longitudinal

Display —————> show tables

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS —————> Displacement Data —————> table : Diaphragm CM displacement

Puis on définit la combinaison Ex spectra en cliquant sur : Select cases/combos

Puis on clique : OK —————> OK

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
SS	DA12	EX	0,0213	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00004
TERRASSE-1	DA13	EX	0,0227	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00009
TERRASSE	DA11	EX	0,0204	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
ET8	DA10	EX	0,0183	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
ET7	DA9	EX	0,0162	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00002
ET6	DA8	EX	0,0140	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
ET5	DA7	EX	0,0118	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
ET4	DA6	EX	0,0095	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
ET3	DA5	EX	0,0072	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
ET2	DA4	EX	0,0051	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
ET1	DA3	EX	0,0032	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
RDC	DA2	EX	0,0016	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
SS	DA1	EX	0,0001	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

- Dans le sens transversal

De même, pour le sens transversal, on remplace juste la combinaison Ex spectra par Ey spectra.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
TERRASSE-1	DA12	EY	0,0001	0,0096	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
TERRASSE-1	DA13	EY	0,0001	0,0103	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
TERRASSE	DA11	EY	0,0000	0,0091	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
ET8	DA10	EY	0,0000	0,0081	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
ET7	DA9	EY	0,0000	0,0071	0,0000	0,00000	0,00000	0,00001
ET6	DA8	EY	0,0000	0,0061	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
ET5	DA7	EY	0,0000	0,0051	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
ET4	DA6	EY	0,0000	0,0041	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
ET3	DA5	EY	0,0000	0,0031	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
ET2	DA4	EY	0,0000	0,0022	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
ET1	DA3	EY	0,0000	0,0015	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
RDC	DA2	EY	0,0000	0,0008	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000
SS	DA1	EY	0,0000	0,0001	0,0000	0,00000	0,00000	0,00000

❖ **Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :**

Tableau V.7: Déplacements relatifs sous l’action Ex et Ey.

Niveau	Sens longitudinal (x)			Sens transversal (y)			1% h _{étg} (m)	Cond
	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	Δ _k (m)	δ _{ek} (m)	δ _k (m)	Δ _k (m)		
ET9	0,0204	0,102	0,0105	0,0091	0,0455	0,0050	<0,0306	CV
ET8	0,0183	0,0915	0,0105	0,0081	0,0405	0,0050	<0,0306	CV
ET7	0,0162	0,081	0,0110	0,0071	0,0355	0,0050	<0,0306	CV
ET6	0,014	0,07	0,0110	0,0061	0,0305	0,0050	<0,0306	CV
ET5	0,0118	0,059	0,0085	0,0051	0,0255	0,0050	<0,0306	CV
ET4	0,0095	0,0475	0,0115	0,0041	0,0205	0,0050	<0,0306	CV
ET3	0,0072	0,036	0,0105	0,0031	0,0155	0,0045	<0,0306	CV
ET2	0,0051	0,0255	0,0095	0,0022	0,011	0,0035	<0,0306	CV
ET1	0,0032	0,016	0,0080	0,0015	0,0075	0,0035	<0,0306	CV
RDC	0,0016	0,008	0,0075	0,0008	0,004	0,0035	<0,0442	CV
SS	0,0001	0,0005	0,0005	0,0001	0,0005	0,0005	<0,0360	CV

D’après les résultats trouve dans le tableau ci-dessus, On conclut que la condition de RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée. —————> **La condition est vérifiée.**

V.4.6. Vérifications du déplacement maximal de la structure :

On doit vérifier si le déplacement maximal de la structure donnée par le logiciel ETABS dans les deux sens est inférieur à la flèche admissible: (Art B.6.5,3/BAEL91).

$$\delta_{\max} < f_{\text{adm}} = \frac{H_t}{500} = \frac{38,56}{500} = 0,0771 \text{ m} \dots\dots\dots (IV.7)$$

δ_{max} : déplacement maximal.

f : La flèche admissible.

H_t : Hauteur total de bâtiment.

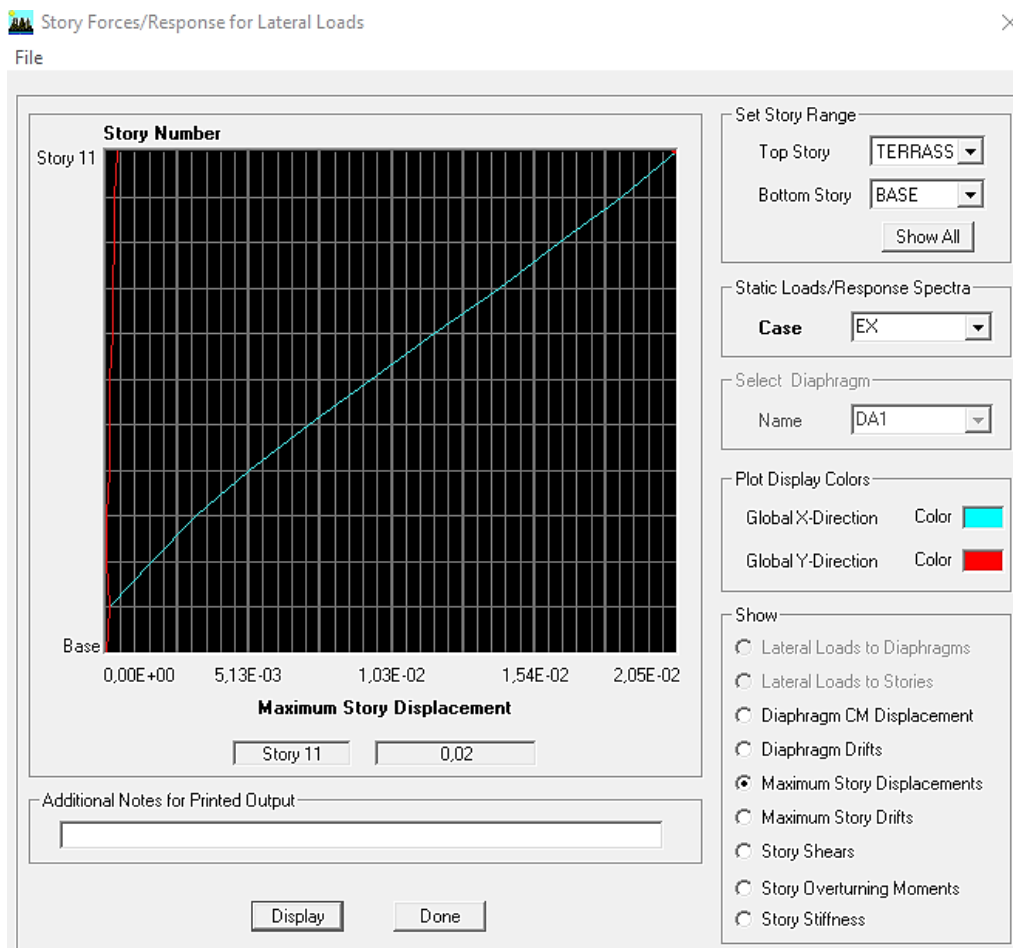
➤ **Détermination de déplacement maximal avec ETABS :**

- **Dans le sens longitudinal x-x**

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

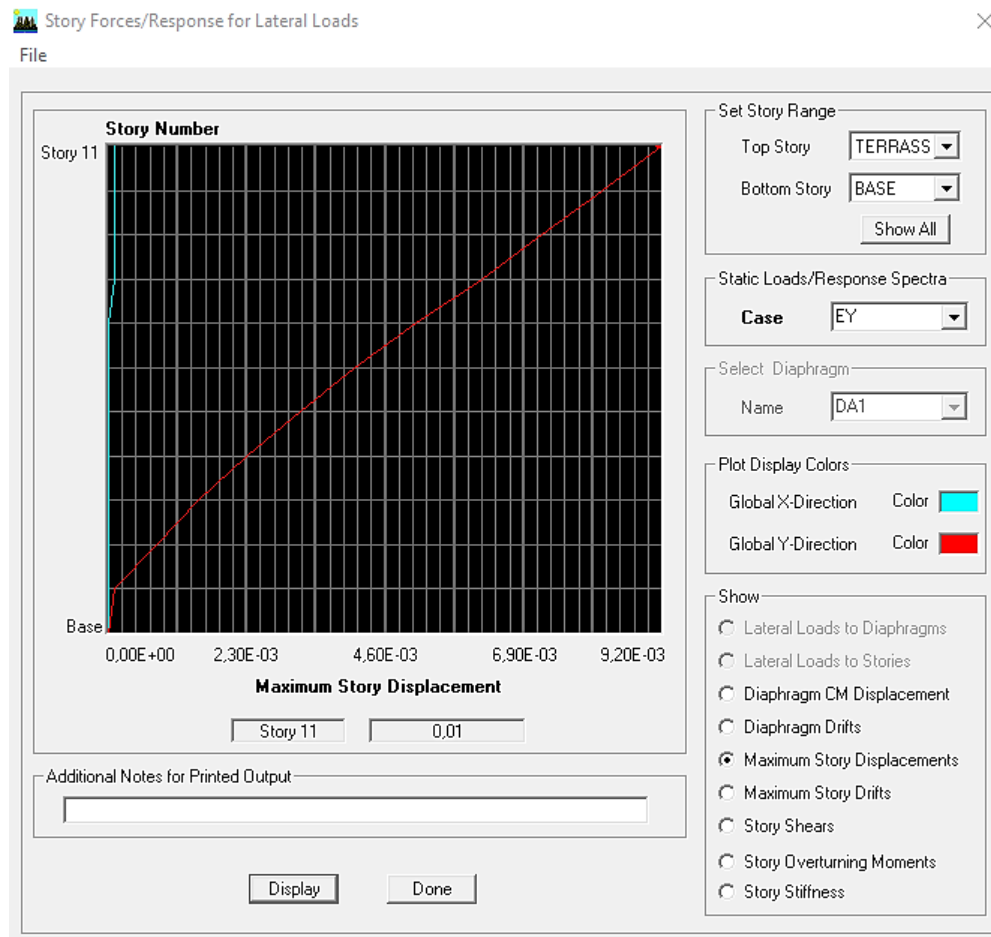
Display ———> **Show Story Response Plots**

Une fenêtre s'affichera et elle doit être remplie comme indiqué sur l'image.



- Dans le sens transversal y-y

On le détermine de même manière, en remplaçant la direction **Ex** par **Ey**, et on relève la valeur du déplacement.



❖ **Résultats trouvés :**

-Déplacement maximal dans le sens x-x :

$$\delta_{\max} = 0,02 < f = 0,0771 \text{ m}$$

-Déplacement maximal dans le sens y-y :

$$\delta_{\max} = 0,01 < f = 0,0771 \text{ m}$$

Les déplacements relatifs de tous les niveaux et dans les deux sens sont inférieure au déplacement admissible. —————> **Condition vérifiée.**

V.4.7. Vérification de l'effet du 2ème ordre (l'effet P-Δ) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux : (Art 5.9 RPA99).

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_k}{V_K \times h_K} \leq 0,10 \dots\dots\dots (VI.10)$$

- **P_K** : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au-dessus du niveau «K».
- **V_K** : effort tranchant d'étage au niveau «K».
- **Δ_k** : déplacement relatif du niveau «K» par rapport au niveau « k-1 » en considérons la combinaison (G+Q+E).
- **h_k** : hauteur de l'étage «K».
-

Tableau V.8: Vérification de l'effet du second ordre (l'effet P-Δ)

Niveau	Sens longitudinal (x)					Sens transversal (y)		
	P _k (KN)	h _k (m)	Δ _k (m)	V _x (KN)	θ	Δ _k (m)	V _y (KN)	θ
ET9	3672,08	3.06	0,0105	378,43	0,0333	0,0050	541,46	0,0111
ET8	6865,48	3.06	0.0105	634,21	0,0371	0,0050	924,87	0,0121
ET7	10127,72	3.06	0.0110	835,24	0,0436	0,0050	1231,47	0,0134
ET6	13389,97	3.06	0.0110	1004,1	0,0479	0,0050	1492,59	0,0146
ET5	16652,22	3.06	0.0085	1147,98	0,0403	0,0050	1717,76	0,0158
ET4	19992,49	3.06	0.0115	1276,01	0,0589	0,0050	1912,5	0,0171
ET3	23332,77	3.06	0.0105	1390,84	0,0576	0,0045	2076,67	0,0165
ET2	26673,05	3.06	0.0095	1487,92	0,0556	0,0035	2210,1	0,0138
ET1	30031,33	3.06	0.0080	1563,12	0,0502	0,0035	2314,53	0,0148
RDC	34784,8	4.42	0.0075	1639,11	0,0360	0,0035	2427,73	0,0113
SS	40088,91	3.60	0.0005	1773,74	0,0031	0,0005	2496,7	0,0022

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l'effet (P- Δ) peut être négligé pour le cas de notre structure. —> **Condition vérifiée.**

V.4.8 :Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus pour notre structure, Toutes les exigences du RPA sont vérifiées, à présent on peut passer au ferrailage des éléments structuraux.

Chapitre VI
Ferraillage des éléments
structuraux

VI.1. Ferrailage des poteaux :

VI.1.1.Introduction:

Le ferrailage des poteaux se fera en flexion composée, en tenant compte des trois types de sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant.

En tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ \longrightarrow à l'ELU.
- $G + Q \pm E$ \longrightarrow RPA 2003.
- $0,8G \pm E$ \longrightarrow RPA 2003.

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS :

- $-G + Q$ \longrightarrow à l'ELS.

Et pour les calculs on utilisera les caractéristiques suivant des matériaux :

Tableau VI.1.1 : Caractéristique de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton				Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	θ	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	0.85	1	400	400

VI.1.2. Recommandation de l' RPA 99/Version 2003 :

➤ **Armatures longitudinales (RPA99/modifiée, Art 7.4.2.1) :**

D'après le RPA 99/V2003 (ART7.4.2) les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochets.

- Le diamètre minimal est de **12 mm**.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40φ (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25 cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrailés symétriquement.

Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

Tableau VI.2.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Section des poteaux (cm ²)	Pourcentage Minimal	Pourcentage Maximal	
	$A_{min} = 0,8\% b \times h$ (Cm ²)	Zone de recouvrement $A_{max}=0,06 \times b \times h$ (cm ²)	Zone courante $A_{max} = 0,04 \times b \times h$ (cm ²)
50x50	20	150	100
45x45	16,2	121,5	81
40x40	12,8	96	64
35x35	9,8	73,5	49

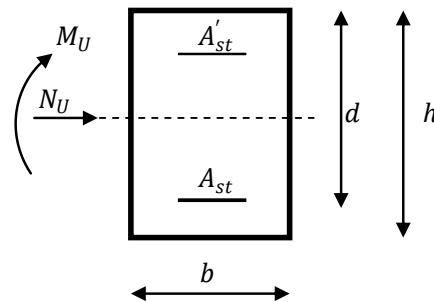
VI.1.3. Etapes de calcul en flexion composé à l'ELU :

Chaque poteau est soumis à un effort N (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant M, ce qui nous conduit à étudier deux cas :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

❖ Calcul du centre de pression «e»

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$



Deux cas peuvent se présenter :

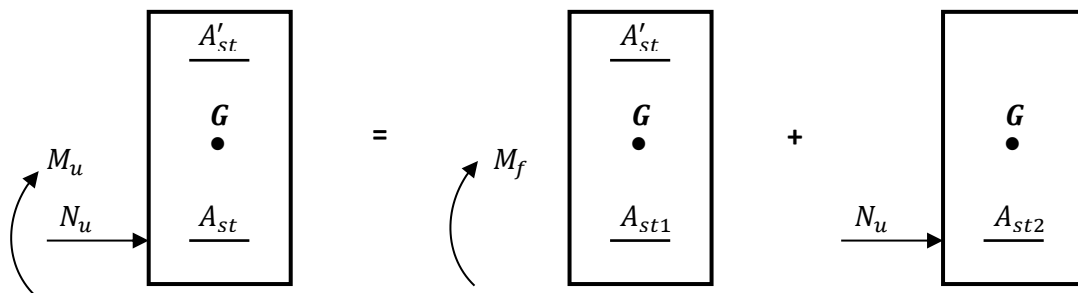
a) Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\begin{cases} e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ (d - c')N_u - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \end{cases}$$

Avec : M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

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



En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}} \quad \text{Avec : } f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{ Mpa}$$

- Si : $\mu \leq \mu_l = 0.392 \implies$ La section est simplement armée (SSA) $\implies \beta$

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}} \quad ; \quad A' = 0$$

D'où : la section réelle est : $A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$ si l'effort est négatif.

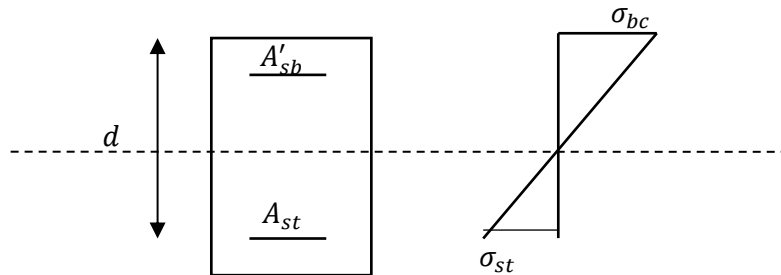
Si A_{st} est négative : $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}, 0.23bh \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$

- Si : $\mu > \mu_l = 0.392 \implies$ la section est doublement armée (SDA).

On calcule :

$$M_r = \mu_l b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec : M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}}$$

$$A'_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_{st}} \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

La section réelle d'armature est :

$$A'_{st} = A' \quad , \quad A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$$

b) Section entièrement comprimée : (SEC)

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right) \\ N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b h^2 f_{bc} \end{array} \right.$$

Il y a deux cas possible de ferraillage, après vérification de la condition ci-dessus :

1^{er} Cas : S.S.A (Section Simplement Armée) :

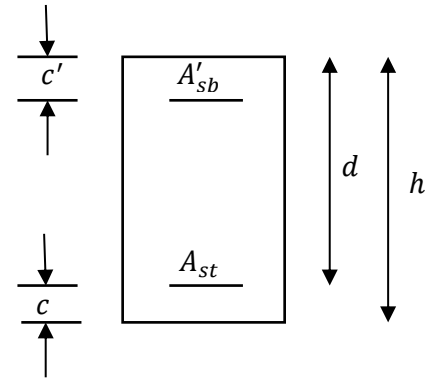
➤ **Si :** $N_u(d - c') - M_f < (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$

⇒ $A'_{st} \neq 0$; $A_{st} = 0$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_{st}} ; A_{st} = 0$$

Avec :
$$\Psi = \frac{0.3571 + \frac{N(d - c') - 100M_u}{100bh^2f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}$$



2^{eme} Cas : S.D.A (Section Doublement Armée) :

➤ **Si :** $N_u(d - c') - M_f \geq (0.5 - \frac{c'}{h})bh^2f_{bc}$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_{st} = \frac{M_u - (d - 0.5h)bf_{bu}}{(d - c')\sigma_{st}} ; A_{st} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{st}} - A'_{st}$$

➤ **Si :** $e = \frac{M_u}{N_u} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure), le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera : $A = \frac{N_u - Bf_{bu}}{\sigma_{st}}$

Avec B : Aire de la section du béton seul.

σ_{st} : Contrainte de l'acier.

❖ **Remarque :**

Le ferraillage des poteaux se fera par zone, selon la section des poteaux car il est possible d'adopter le même ferraillage pour certains niveaux.

- ✓ **Zone 1 :** du sol, au 1^{er} étage. —————> Section (50 × 50).
- ✓ **Zone 2 :** du 2^{ème} étage, au 4^{ème} —————> Section (45 × 45).
- ✓ **Zone 3 :** du 5^{ème} étage, au 7^{ème} —————> Section (40 × 40).
- ✓ **Zone 4 :** du 8^{ème} étage, au 9^{ème} —————> Section (35 × 35).
- ✓

VI.1.4. Calcul du ferrailage des poteaux :

❖ Exemple de calcul manuel :

➤ Poteau : 40 × 40 :

L'ELU : $N_{Max} = -1248,83 \text{ KN}$ $M_{cor} = 1,743 \text{ KN.m. (compression)}$

Calcul à l'ELU :

$N_u = -1248,83 \text{ KN}$ et $M_{u,corr} = 1,743 \text{ KN.m}$

✓ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.743}{1248,83} = 0,00139 < \frac{h}{2} - c' = \frac{0.4}{2} - 0.03 = 0.17 \longrightarrow \text{S.E.C}$$

$N_u (d - c') - M_f$ avec: $M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right)$ / $d = h - c = 0,40 - 0,03 = 0,37$

✓ Calcul du moment fictif :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1,743 + (1248,83) \left(\frac{0,40}{2} - 0,03\right) = 214,0441 \text{ KN.m}$$

→ $N_u (d - c') - M_f = 1248,83 (0,37 - 0,03) - 214,0441 = 210,558 \text{ KN.m}$

→ $(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = (0,337 \cdot 0,4 - 0,81 \cdot 0,03) 0,4 \cdot 0,4^2 \cdot 14,2 \cdot 10^3$
 $= 100,4224 \text{ KN.m}$

→ $\left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc} = \left(0,5 - \frac{0,03}{0,4}\right) \cdot 0,4 \cdot 0,4^2 \cdot 14,2 = 386,24 \text{ KN.m}$

$$(0,337 \cdot h - 0,81 \cdot c) b \cdot h^2 \cdot f_{bc} < N_u \cdot (d - c') - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{bc}$$

Les sections d'armatures sont : $A_2 = 0$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{1248,83(0,37-0,03) - 100 \cdot 1,743}{100 \cdot 0,4 \cdot 0,4^2 \cdot 14,2}}{0,8571 - \frac{0,03}{0,4}} = 3,98$$

$$A_1 = \frac{N - 100 \cdot \Psi \cdot b \cdot h \cdot f_{bc}}{100 \cdot \sigma_s} = 0,0099 \text{ cm}^2 \approx 0 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel «Socotec». On introduit les caractéristiques de nos matériaux et nos efforts dans le logiciel.

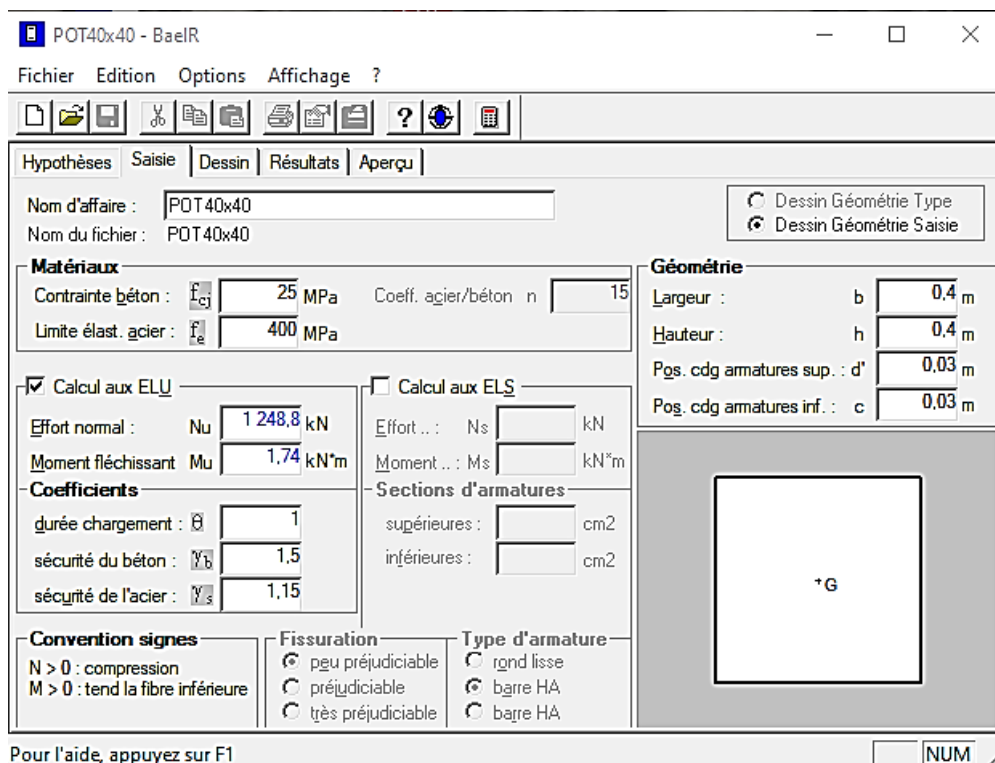


Figure VI.1.1 : Caractéristique et sollicitation de la section.

Cliques sur l'icône Résultat pour extraire nos résultats.

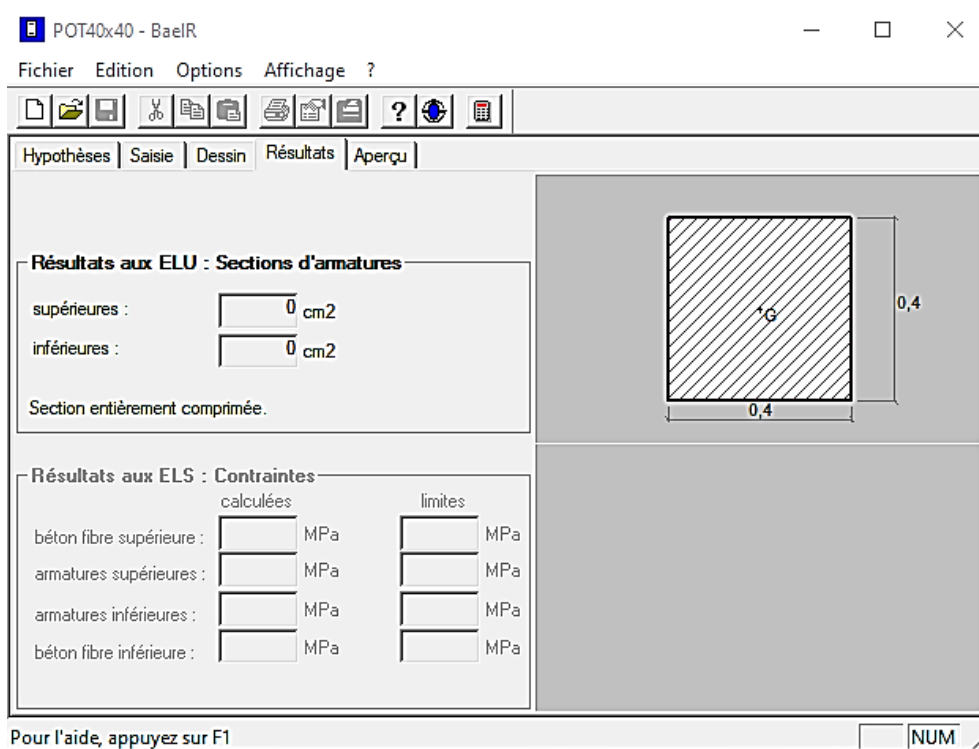


Figure VI.2.1: Affichage des résultats.

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau. VI. 3.1 : Ferraillage des poteaux à l'ELU suivant le sens longitudinal M_2

Section	Sollicitation	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$h/2 - c'$	M_r	Nature	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{Min} (RPA)	Choix	A_s Adoptée
(50x50)	$N_{max} - M_{cor}$	-2985,45	-2,738	0,0009	0,22	-659,537	SEC	0	0	20	4HA16+8HA14	20,35
	$N_{min} - M_{cor}$	-1,18	-13,298	11,2695		-13,558	SPC	0,8	0			
	$N_{cor} - M_{max}$	-1909,66	119,745	0,0627		-300,380	SEC	0	0			
(45x45)	$N_{max} - M_{cor}$	-1974,55	-2,572	0,0013	0,195	-387,609	SEC	0	0	16,2	4HA16+8HA12	17,09
	$N_{min} - M_{cor}$	-3,53	1,152	0,3263		0,464	SPC	0	0,02			
	$N_{cor} - M_{max}$	-532,9	63,771	0,1197		-40,144	SEC	0	0			
(40x40)	$N_{max} - M_{cor}$	-1248,83	-38,438	0,0308	0,17	-250,739	SEC	0	0	12,8	12 HA 12	13,56
	$N_{min} - M_{cor}$	-0,43	-11,546	26,8512		-11,619	SPC	0,9	0			
	$N_{cor} - M_{max}$	-532,24	64,399	0,1210		-26,082	SEC	0	0			
(35x35)	$N_{max} - M_{cor}$	-547,31	-37,37	0,0683	0,145	-116,73	SEC	0	0	9,8	4HA12+8HA10	10,8
	$N_{min} - M_{cor}$	-1,34	-8,22	6,1343		-8,414	SPC	0,72	0			
	$N_{cor} - M_{max}$	-191,97	-77,151	0,4019		-104,987	SPC	5,21	0			

Tableau. VI. 4 .1: Ferraillage des poteaux à l'ELU suivant le sens transversal M_3

Section	Sollicitation	Effort normal (KN)	Moment (KN.m)	e (m)	$h/2 - e'$	M_f	Nature	A_{sup} (cm ²)	A_{inf} (cm ²)	A_{Min} (RPA)	Choix	A_s Adoptée
(50x50)	$N_{max} - M_{cor}$	-2985,45	-1,983	0,0007	0,22	-658,782	SEC	0	0	20	4HA16+8HA14	20,35
	$N_{min} - M_{cor}$	-1,18	20,443	17,3245		20,1834	SPC	0	1,24			
	$N_{cor} - M_{max}$	-590,93	-71,608	0,1212		-491,7332	SEC	0	0			
(45x45)	$N_{max} - M_{cor}$	-1974,55	-0,234	0,0001	0,195	-385,27125	SEC	0	0	16,2	4HA16+8HA12	17,09
	$N_{min} - M_{cor}$	-3,53	0,364	0,1031		-0,32435	SEC	0	0			
	$N_{cor} - M_{max}$	-275,66	67,912	0,2464		-36,0035	SPC	0	0,93			
(40x40)	$N_{max} - M_{cor}$	-1248,83	1,743	0,0014	0,17	-210,5581	SEC	0	0	12,8	12 HA 12	13,56
	$N_{min} - M_{cor}$	-0,43	13,439	31,2535		13,3659	SPC	0	1,05			
	$N_{cor} - M_{max}$	-312,77	66,553	0,1218		-23,9278	SEC	0	1,22			
(35x35)	$N_{max} - M_{cor}$	-547,31	1,741	0,0032	0,145	-77,61895	SEC	0	0	9,8	4HA12+8HA10	10,8
	$N_{min} - M_{cor}$	-1,34	-2,698	2,0134		-2,8923	SPC	0,22	0			
	$N_{cor} - M_{max}$	-113,23	54,644	0,4826		26,80835	SPC	0	3,67			

VI.1.5.Vérification à l'ELU :

a. Armature longitudinale selon les recommandations du RPA :

[Art 7.4.2.1/RPA99version2003]

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets,

- Le diamètre minimal est de **12 mm**,
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ (zone IIa),
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm**.
- Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (Zones critiques).

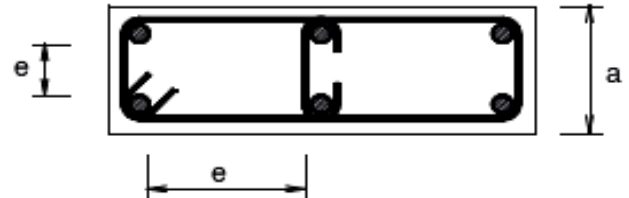


Tableau VI.5.1 : sections d'acier minimales et maximales recommandées par RPA.

Section des Poteau (cm ²)	Pourcentage minimal : $A_{min} = 0.008 b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal	
		Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 b \times h$ (cm ²)	Zone courante : $A_{max} = 0.04 b \times h$ (cm ²)
Poteau (50×50)	20	150	100
Poteau (45×45)	16,2	121,5	81
Poteau (40×40)	12,8	96	64
Poteau (35×35)	9,8	73,5	49

❖ Au niveau des poutres :

$L' = 2 \times h$ tel que h : Hauteur de la poutre

$L' = 2 \times 50 = 100\text{cm}$: poutre principales de (30x50).

$L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$: poutre secondaires de (25x35).

❖ Au niveau des poteaux : $h' = \max = (he/6 ; b_1 ; h_1 ; 60\text{cm})$

- b_1, h_1 : Dimensions des poteaux

- he : Hauteur entre nus des poutres (hauteur d'étage)

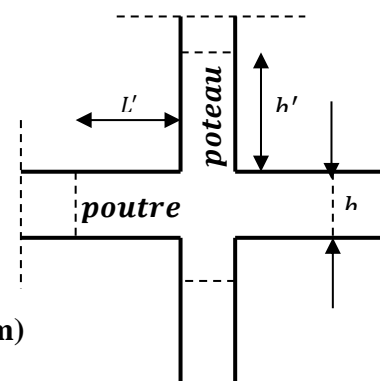


Figure VI.3.1 : Zone nodale des poteaux.

Tableau VI.6.1 : Détermination de la zone nodale.

Poteaux	h' = max = (he/6 ; b1 ; h1 ; 60cm)	
SS (50x50)	h' = max (51,67 ; 50 ; 50 ; 60cm)	h' = 60cm
RDC (50x50)	h' = max (65,33 ; 50 ; 50 ; 60cm)	h' = 65,33cm
ET1 (50x50)	h' = max (42,67 ; 50 ; 50 ; 60cm)	h' = 60cm
ET 2-3-4 (45x45)	h' = max (42,67 ; 45 ; 45 ; 60cm)	h' = 60cm
ET 5-6-7 (40x40)	h' = max (42,67 ; 40 ; 40 ; 60cm)	h' = 60cm
ET 8-9 (35x35)	h' = max (42,67 ; 35 ; 35 ; 60cm)	h' = 60cm

b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA :

[Art7.4.2.2 RPA99/v2003]

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leur but essentiel :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.
- Les armatures transversales sont disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe longitudinal.

• **Diamètre des armatures transversales : [Art A.8.1 ,3/BAEL91 modifiées 99]**

D'après les règles du BAEL 91/ modifiée 99, le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers de diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{1}{3} \phi_L^{\max} = \frac{16}{3} = 5.33\text{mm}$$

soit : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en $\phi_t 8$;

Soit : $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$.

• **Espacement des armatures :**

✓ Selon le BAEL 91/ Art A.1.3 :

$$S_t \leq \min \{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{15 \times 1,2 ; 40\text{cm} ; (35 + 10)\text{cm}\}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{ cm}$$

✓ Selon le RPA99 version 2003 /Art 7.4.2.2 :

La valeur maximale de l'espacement des armatures transversales est fixée comme suit :

➤ Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\{10\phi_l^{\min}; 15\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{10 \times 1,2; 15\text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 12\text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10\text{ cm}$$

➤ Dans la zone courante :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = \{15 \times 1,2\} = 18\text{ cm}$$

$$S_t \leq 18\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15\text{ cm}$$

➤ Vérification de la quantité d'armatures :

La quantité d'armatures transversales est donnée comme suit :

-Si: $\lambda_g \geq 5$ $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \times b_1$

-Si: $\lambda_g \geq 3$ $A_t^{\min} = 0,8\% S_t \times b_1$

-Si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$ Interpoler entre les deux valeurs précédentes.

Avec :

λ_g : L'élançement géométrique du poteau

l_f : longueur de flambement du poteau.

b_1 : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considère.

$$\lambda_g = \frac{l_f}{i}, i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b_1 h_1^3}{12 b_1 h_1}} = \sqrt{\frac{h_1^2}{12}} \Rightarrow \lambda_g = \frac{\sqrt{12} l_f}{h_1}, l_f = 0,7h$$

- Poteau de SS (50x50)cm² : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0,7 \times 360 = 17,46$
- Poteau de RDC(50x50)cm² : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0,7 \times 442 = 21,43$
- Poteau ET1 (50x50) cm² : $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot l_f = \frac{\sqrt{12}}{50} \times 0,7 \times 306 = 14,84$

- Poteau de $(45 \times 45) \text{cm}^2$: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{45} \times 0,7 \times 306 = 16,9$
- Poteau de $(40 \times 40) \text{cm}^2$: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{40} \times 0,7 \times 306 = 18,55$
- Poteau de $(35 \times 35) \text{cm}^2$: $\lambda = \frac{\sqrt{12}}{h} \cdot I_f = \frac{\sqrt{12}}{35} \times 0,7 \times 306 = 21,2$

On remarque que : $\lambda > 5$ donc $\rho_1 = 2.5$

En zone nodale ($S_t = 10\text{cm}$) :

➤ $A_t = 0,3 \% \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 50 = 2.25 \text{ cm}^2$.

En zone courante ($S_t = 15\text{cm}$) :

➤ $A_t = 0,3\% \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$.

Tableau VI.7.1 : Quantité minimale d'armature transversale.

Poteau	$A_t^{\min} [\text{cm}^2]$		$A_{\text{adoptée}} [\text{cm}^2]$	Observation	
	Zone courante $S_t = 15\text{cm}$	Zone nodale $S_t = 10\text{cm}$		Zone Courante	Zone Nodale
50 × 50	2,25	1,5	3,14	CV	CV
45 × 45	2,025	1,35	3,14	CV	CV
40 × 40	1,8	1,2	2,01	CV	CV
35 × 35	1,57	1,05	2,01	CV	CV

❖ **Conclusion :**

D'après nos calcul $A_{t_{\min}} > A_t$ donc les armatures longitudinales des poteaux (35x35) et (40 x 40) seront encadrée avec un cadre et un losange de HA8 de section transversal $4HA8=2.01\text{cm}^2$; les poteaux du (45x45) et (50x50) seront encadrée avec un cadre et un losange de HA10 de section transversal $4HA10 = 3.14\text{cm}^2$.

- **Longueur d'ancrage [B.A.E.L.91/Article: A.6.1.221]**

$$\text{Longueur de scellement } L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}$$

- Pour les **HA10** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 35,27 \text{cm}^2$.
- Pour les **HA12** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,2 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 42,32 \text{cm}^2$
- Pour les **HA14** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,4 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 49,38 \text{cm}^2$.
- Pour les **HA16** : $L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_{su}} = \frac{1,6 \times 40000}{4(0,6 \times 1,5^2 \times 210)} = 56,44 \text{cm}^2$.

- **Selon le RPA :**

La longueur minimale de recouvrement dans la Zone IIa est :

$$L = 40 \times \emptyset$$

- Pour les **HA10** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1 = 40 \text{cm} \quad L_r = 40 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA12** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,2 = 48 \text{cm} \quad L_r = 50 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA14** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,4 = 56 \text{cm} \quad L_r = 60 \text{ cm.}$$

- Pour les **HA16** :

$$L_r = 40 \times \emptyset = 40 \times 1,6 = 64 \text{cm} \quad L_r = 65 \text{ cm.}$$

- **Vérification des contrainte tangentielles : [RPA 99/ modifiée 2003 ; Art .7.4.3.2]**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \cdot f_{c28}$$

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$D' \text{ où : } \tau_u = 25 \times 0,075 = 1,875 \text{ MPa.}$$

Les résultats se résument dans le tableau suivant :

Tableau VI.8.1 : Vérification de la contrainte tangentielle.

Zone	Section	V _U (cm)	b (cm)	d (cm)	ρ _d	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
1	50 x 50	86,26	50	47	0,075	0,0367	1,875	CV
	50 x 50	86,26	50	47	0,075	0,0367	1,875	CV
	50 x 50	86,26	50	47	0,075	0,0367	1,875	CV
2	45 x 45	46,04	45	42	0,075	0,0243	1,875	CV
3	40 x 40	45,59	40	37	0,075	0,0308	1,875	CV
4	35 x 35	53,70	35	32	0,075	0,0479	1,875	CV

VI.1.6.Vérification à l'ELS :

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL 91/ modifiée 99 ; Art.A.4.2.1]**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0,23.b.d.f_{t28}}{f_e} \left(\frac{e_s - 0.455.d}{e_s - 0.185.d} \right)$$

Les vérifications seront résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.9.1 : Vérification la condition de fragilité suivant le sens longitudinal M₂

Section (cm ²)	Combinaison	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} (Cm ²)	A adopté e (Cm ²)	OBS
Zone 1 50 x 50	N _{Max} - M _{cor}	-2159,16	-1,947	0,0009	0,083	SEC	6,98	20,35	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-60,63	2,451	0,0404	0,083	SEC	7,00		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-1386,58	84,736	0,0611	0,083	SEC	7,01		CV
Zone 2 45 x 45	N _{Max} - M _{cor}	-1436,82	-26,361	0,0183	0,075	SEC	5,62	17,09	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-201,8	0,862	0,0043	0,075	SEC	5,61		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-797,67	46,251	0,058	0,075	SEC	5,64		CV
Zone 3 40 x 40	N _{Max} - M _{cor}	-909,19	-27,807	0,0306	0,066	SEC	4,41	13,56	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-82,89	-0,336	0,004	0,066	SEC	4,40		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-386,48	46,726	0,1209	0,066	SPC	4,44		CV
Zone 4 35 x 35	N _{Max} - M _{cor}	-399,37	-27,033	0,0677	0,058	SPC	3,35	10,8	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-20,4	-0,116	0,0057	0,058	SEC	3,33		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-139,95	-56,342	0,1026	0,058	SPC	3,36		CV

Tableau VI.10.1 : Vérification la condition de fragilité suivant le sens Transversal M_3

Section (cm ²)	Combinaison	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e _s (m)	h/6 (m)	Nature	A _{min} (Cm ²)	A adoptée (Cm ²)	OBS
Zone 1 50 x 50	N _{Max} - M _{cor}	-2159,16	-1,438	0,0007	0,083	SEC	6,98	20,35	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-60,63	-3,149	0,0519	0,083	SEC	7,01		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-432,48	-52,757	0,122	0,083	SPC	7,04		CV
Zone 2 45 x 45	N _{Max} - M _{cor}	-1436,82	-26,361	0,0183	0,075	SEC	5,62	17,09	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-201,8	0,862	0,0043	0,075	SEC	5,61		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-797,67	-18,608	0,0233	0,075	SEC	5,62		CV
Zone 3 40 x 40	N _{Max} - M _{cor}	-909,19	-27,807	0,0306	0,066	SEC	4,41	13,56	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-82,89	-0,336	0,004	0,066	SEC	4,40		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-386,48	-23,985	0,0621	0,066	SEC	4,42		CV
Zone 4 35 x 35	N _{Max} - M _{cor}	-399,37	-27,033	0,0677	0,058	SPC	3,35	10,8	CV
	N _{Min} - M _{cor}	-20,4	-0,116	0,0057	0,058	SEC	3,33		CV
	N _{cor} - M _{Max}	-55,1	-23,584	0,428	0,058	SPC	3,48		CV

➤ Vérification les contraintes à l'ELS :

Pour le cas des poteaux, on vérifie l'état limite de compression du béton :
[BAEL99/Art.4.5.2]

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$$

- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \leq h/6 \Rightarrow$ La section est entièrement comprimée.
- Si $\frac{M_{ser}}{N_{ser}} \geq h/6 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.
-

Avec : M_{ser} : est le moment de flexion à l'ELS.

N_{ser} : est l'effort normal à l'ELS.

- Vérification d'une Section partiellement comprimée S.P.C :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + l_c$$

Avec : y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression Cp.

l_c : La distance entre le centre de pression Cp et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante : $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

$$\text{Avec : } \begin{cases} l_c = \frac{h}{2} - e_s \\ p = -3 \times l_c^2 - 6n\bar{A}_u \frac{l_c - c'}{b} + 6nA_u \frac{d - l_c}{b} \\ q = -2 \times l_c^3 - 6n\bar{A}_u \frac{(l_c - c')^2}{b} - 6nA_u \frac{(d - l_c)^2}{b} \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

➤ Si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

➤ Si $\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3}\right); y_2^2 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{2\pi}{3}\right); y_2^3 = a \cos\left(\frac{\alpha}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } \alpha = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right); a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l_c < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15[A_s(d - y_1)^2 + A'_s(y_1 - d')^2]$$

Finalement la contrainte de compression dans le béton est :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- **Vérification d'une Section entièrement comprimée S.E.C :**

$$\sigma_b^1 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_1}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b^2 = \frac{N}{B_0} + M_{ser} \cdot \frac{V_2}{I_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6.f_{c28} = 15\text{MPa}$$

- ❖ **Remarque :**

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

Le tableau qui suit résume tous les résultats du calcul.

- **Etat limite d'ouverture des fissurations (contrainte dans l'acier) :**

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

- **Etat limite de compression du béton : [BAEL 91/modifiée 99 ; Art A.4.5.2].**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles.

❖ **Remarque :**

Aucune vérification n'est nécessaire pour l'acier (fissuration peu nuisible).

Vérification les contraintes calculées en utilisant le logiciel SOCOTEC.

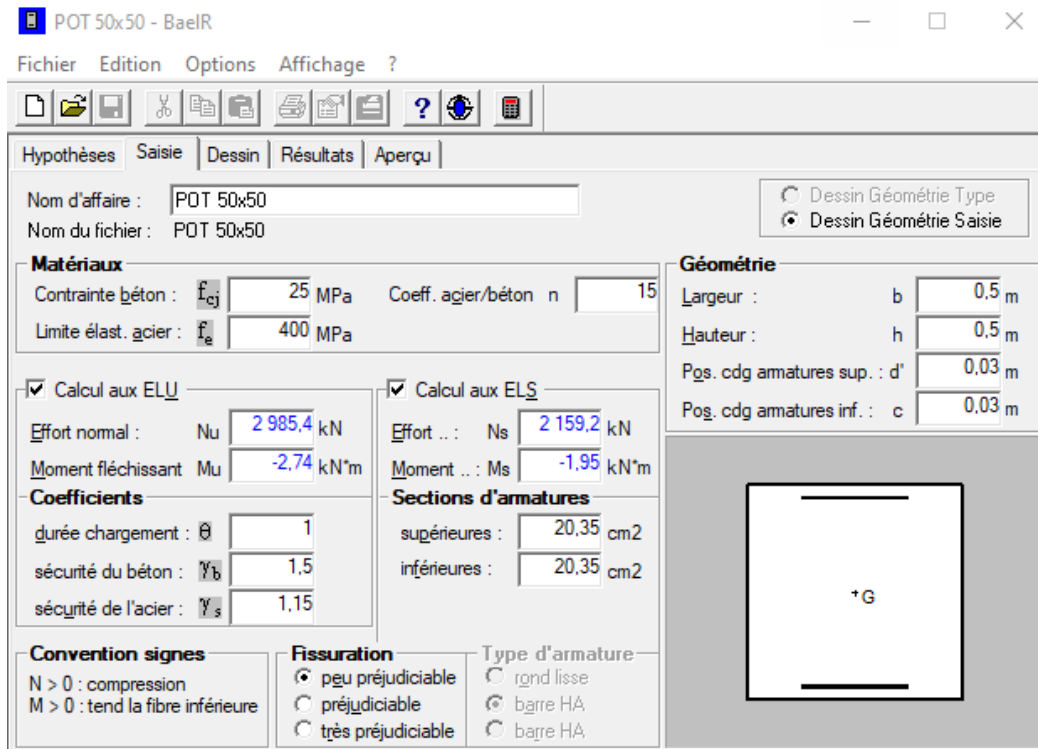


Figure VI.4.1: Caractéristiques et sollicitation de la section.

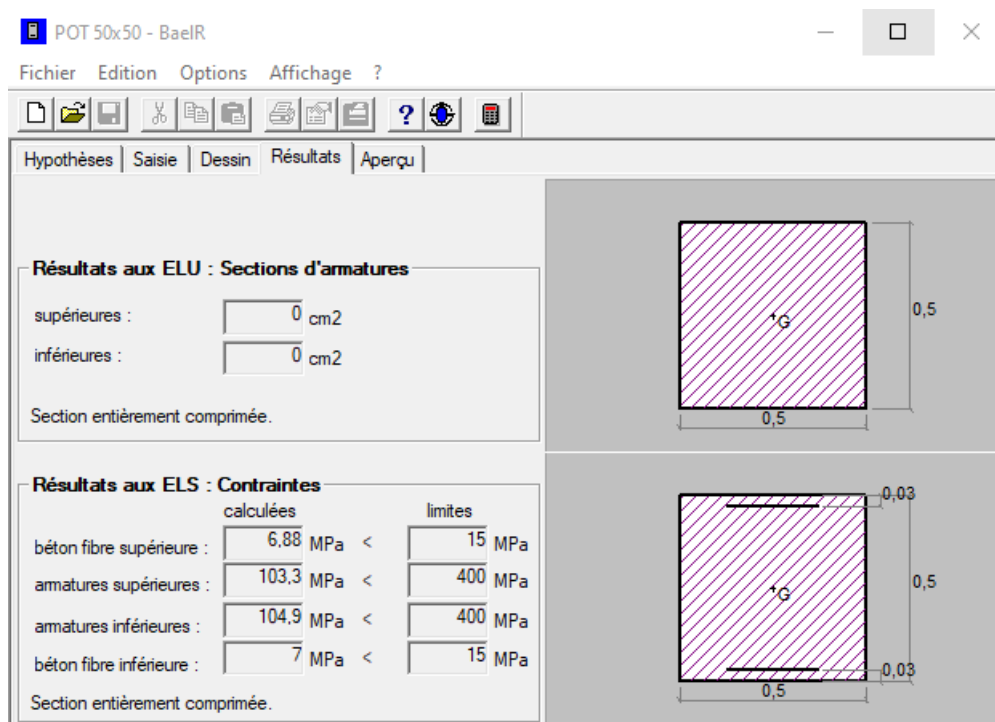


Figure VI.5.1 : Affichage des résultats.

Tableau VI.11.1 : Vérifications des contraintes au sens longitudinal M_2

Section (Cm ²)	N _s (KN)	M _s (KN.m)	Nature	σ_b Sup	σ_b inf	σ_{bc} Adm	σ_{st} Sup	σ_{st} inf	$\bar{\sigma}_s$	Obs
Zone 1 50 x 50	-2159,16	-1,947	SEC	6,88	7	15	103,3	104,9	348	CV
	-60,63	2,451	SEC	0,27	0,12	15	3,91	1,93	348	CV
	-1386,58	84,736	SEC	7,05	1,86	15	101,1	32,6	348	CV
Zone 2 45 x 45	-1436,82	-26,361	SEC	4,56	6,77	15	70,6	99,3	348	CV
	-201,8	0,862	SEC	0,83	0,76	15	12,4	11,5	348	CV
	-797,67	46,251	SEC	5,08	1,2	15	72,4	21,9	348	CV
Zone 3 40 x 40	-909,19	-27,807	SEC	2,85	6,21	15	46,5	89,4	348	CV
	-82,89	-0,336	SEC	0,39	0,43	15	5,94	6,45	348	CV
	-386,48	46,726	SPC	4,85	0	15	66	-11	348	CV
Zone 4 35 x 35	-399,37	-27,033	SPC	0,13	5,03	15	8,24	69,1	348	CV
	-20,4	-0,116	SEC	0,14	0,12	15	1,84	2,11	348	CV
	-139,95	-56,342	SPC	0	7,15	15	-126,3	85,4	348	CV

Tableau VI.12.1 : Vérifications des contraintes au sens transversal M_3

Section (Cm ²)	N _s (KN)	M _s (KN.m)	Nature	σ_b Sup	σ_b inf	σ_{bc} Adm	σ_{st} Sup	σ_{st} inf	$\bar{\sigma}_s$	Obs
Zone 1 50 x 50	-2159,16	-1,438	SEC	6,9	6,99	15	103.5	104.7	348	CV
	-60,63	-3,149	SEC	0.1	0.29	15	1.65	4.2	348	CV
	-432,48	-52,757	SPC	0	3.02	15	-0.82	42.3	348	CV
Zone 2 45 x 45	-1436,82	-26,361	SEC	5,71	5,61	15	85.6	84.3	348	CV
	-201,8	0,862	SEC	0.78	0.81	15	11.8	12.1	348	CV
	-797,67	-18,608	SEC	2.36	3.92	15	37	47.3	348	CV
Zone 3 40 x 40	-909,19	-27,807	SEC	4,61	4.46	15	68.9	67	348	CV
	-82,89	-0,336	SEC	1,01	0	15	13.7	-1.76	348	CV
	-386,48	-23,985	SEC	0,48	3.38	15	10.4	47,4	348	CV
Zone 4 35 x 35	-399,37	-27,033	SPC	2.69	2.47	15	40.1	37.3	348	CV
	-20,4	-0,116	SEC	1.14	0	15	13.5	-21.1	348	CV
	-55,1	-23,584	SPC	0	2.98	15	-54.2	35.4	348	CV

❖ Conclusion :

Le ferrailage final adopté pour les poteaux est comme suit :

Tableau VI.13.1: Ferrailage finale des poteaux.

Niveaux	Section	A adopté (cm ²)
SS/RDC/ ET1	50 x 50	4HA16+8HA14 = 20,35
Etage 2/3/4	45 x 45	4HA16+8HA12 = 17,09
Etage 5/6/7	40 x 40	12HA12 = 13,56
Etage 8/9	35 x 35	4HA12+8HA10 = 10,8

VI.2. Ferrailage des poutres :

VI.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu-nuisible.

Les moments et les efforts les plus défavorables sont extraits du logiciel ETABS en tenant comptes des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$ \longrightarrow à l'ELU
- $G+Q\pm E$ \longrightarrow RPA 2003
- $0.8G\pm E$ \longrightarrow RPA 2003

Ensuite on fera des vérifications à l'ELS :

- $G+Q$ \longrightarrow à l'ELS

VI.2.2. Recommandation et exigence de l'RPA :

a. Armatures longitudinales [Art 7.5.2.1 RPA 99/ version 2003]:

- **Pourcentage total minimum**
 $A_{min} = 0,5\% (b \times h)$, en toute section.
- **Pourcentage total maximum**
 $A_{max} = 4\% (b \times h)$; \longrightarrow En zone courante.
 $A_{max} = 6\% (b \times h)$; \longrightarrow En zone de recouvrement.

Les calculs sont montrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.2 : Section des armatures longitudinales.

	Pourcentage total minimum	Pourcentage total Maximum	
	$A_{min} = 0,5\% (b \times h)$,	Zone courante. $A_{max} = 4\% (b \times h)$	Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% (b \times h)$
Poutre principale (30 × 50)	7.5	60	90
Poutre secondaire (25 × 35)	4.375	35	52.5

- ✓ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travées au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone IIa.

b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

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

✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset ; 30\text{cm} \right)$

✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

Avec : \emptyset : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.2.3. Calcul des armatures a l'ELU :

A. Calcul des armatures longitudinales

Les armatures seront déterminées en utilisant les moments fléchissant en travée et aux appuis résultants des combinaisons de charges les plus défavorables.

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \qquad f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \text{ et } \theta = 0,85 \text{ cas accidentel.} \\ \gamma_b = 1,5 \text{ et } \theta = 1 \text{ cas durable} \end{cases}$$

Tableau VI.2.2 : Les différentes caractéristiques de béton et l'acier.

Situation	Béton			Acier (FeE400)		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14 ,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

➤ **Etapes de calcul :**

Le moment réduit limite « μ_l » est égale à **0,392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

Ensuite on calcul le moment réduit « μ » avec la relation précédente et on le compare à « μ_l » deux cas se présente à nous :

✓ **1^{ère} cas :** $\mu \leq \mu_l \longrightarrow$ Section simplement armée (**SSA**)

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\longrightarrow A_{sc}=0$

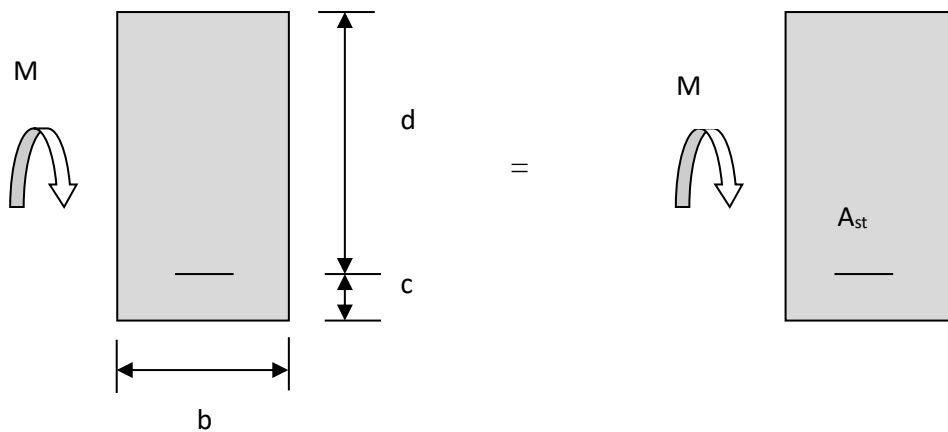


Fig.VI.1.2 : Disposition de l'armature tendue S.S.A

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}} \dots\dots\dots(VI.28)$$

Avec : $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1,15$

✓ **2^{ème} cas :** $\mu \geq \mu_l \longrightarrow$ Section doublement armée (**SDA**)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

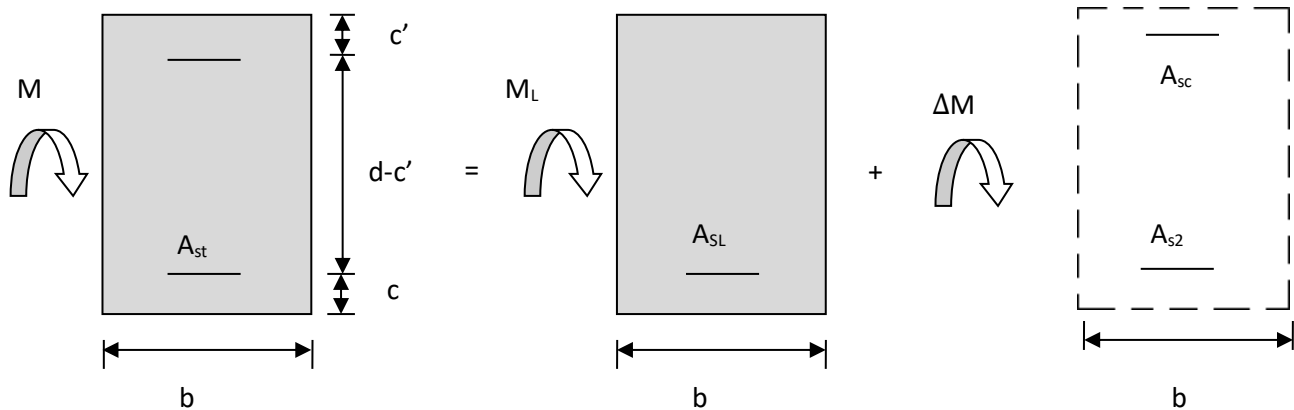


Figure.VI.2.2 : Disposition des armatures S.D.A.

$$A_{st} = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_s}$$

Les résultats obtenus seront résumés dans les tableaux suivants :

❖ Les poutres principales :

Tableau VI.3.2 : Ferraillage des poutres principales.

Localisation	M _{Max} KN.m	Combinaison	μ	Obs	β	A _{st} (Cm ²)	Ferraillage	A adoptée (Cm ²)
Aux appuis	102.425	0,8G+Ex/G+Q+Ex	0.109	SSA	0.942	6.65	3HA14 (filante) + 3HA12 (chapeau)	8.01
En travée	100.118	ELU	0.06	SSA	0.916	6.48	3HA14 (filante) + 3HA12 (chapeau)	8.01

❖ Les poutres secondaires :

Tableau VI.4.2 : Ferraillage des poutres secondaires.

Localisation	M _{Max} KN.m	Combinaison	μ	Obs	β	A _{st} (Cm ²)	Ferraillage	A adoptée (Cm ²)
Aux appuis	64.44	0,8G+Ey/G+Q+Ey	0.177	SSA	0.902	6.41	3HA14 (filante) + 3HA12 (chapeau)	8.01
En travée	48.318	ELU	0.133	SSA	0.928	4.67	3HA14 (filante) + 3HA12 (chapeau)	8.01

VI.2.4. Vérification a l'ELU :

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

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ **Poutres principales de (30 × 50) cm²:** $A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 47 \times \frac{2,1}{400} = 1.702\text{cm}^2$

✓ **Poutres secondaires de (25 × 35) cm²:** $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 0.966 \text{ cm}^2$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.5.2 : Condition de non fragilité.

Poutres		A _{st} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Vérifications
Principales	En travée	8.01	1.702	CV
	Aux appuis	8.01	1.702	CV
Secondaires	En travée	8.01	0.966	CV
	Aux appuis	8.01	0.966	CV

❖ **Armatures longitudinales : [RPA99 version 2003 /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 section.

$$A_{\text{Min}} = 0,5 \% (b \times h)$$

➤ **Poutre principale :**

✓ **Aux appuis :**

$$A_{\text{St}} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Min}} = 0,5\% \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{St}} = 8.01 > A_{\text{Min}} = 7.5 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

✓ **En travée :**

$$A_{\text{St}} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{Min}} = 0,5\% \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{St}} = 8.01 > A_{\text{Min}} = 7.5 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

➤ **Poutre secondaire :**

✓ **En travée :**

$$A_{\text{St}} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 25 \times 35 = 4.375\text{cm}^2$$

$$A_{St} = 8.01 > A_{Min} = 4.375 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Aux appuis :

$$A_{St} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{Min} = 0,5\% \times 25 \times 35 = 4.375\text{cm}^2$$

$$A_{St} = 8.01 > A_{Min} = 4.375 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales : [RPA99 version 2003 /Art 7.5.2.2]

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

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

- ✓ Zone nodale $\longrightarrow S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$
- ✓ Zone courante $\longrightarrow S_t \leq \frac{h}{2}$

Avec : ϕ : Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures longitudinales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les quantités et les espacements des armatures transversales sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6.2 : Armatures transversales.

	Calcul de (cm)			$A_t = 0,003 \times S_t \times b$	Ferrailage (cm ²)
Poutre Principale	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$	Min [12.5 ; 16.8; 30]	$S_t = 10 \text{ cm}$	0,9	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 25$	$S_t = 15 \text{ cm}$	1.8	
Poutre Secondaire	Zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi ; 30\text{cm} \right)$	Min [8.75 ; 16.8; 30]	$S_t = 10 \text{ cm}$	0,6	4HA8 = 2,01
	Zone courante $S_t \leq \frac{h}{2}$	$S_t \leq 17.5$	$S_t = 15 \text{ cm}$	1.125	

VI.2.5. Vérification aux cisaillements : [BAEL 91 modifiée 99 /Art 5.1.1]

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à : $\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$

T_u^{\max} : Effort tranchant max à l'ELU.

Dans le cas où la fissuration est peu nuisible la contrainte doit vérifier

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.7.2 : Vérification aux cisaillements.

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observations
Principales	T max	188.4	30	47	1.34	3,33	CV
Secondaires	T max	83.55	25	32	1.34	3,33	CV

❖ **Influence de l'effort tranchant :**

➤ **Influence sur le béton : [BAEL91 modifiée 99 /Art A.5.1.313].**

Il faut vérifier que :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9b.d.f_{c28}}{\gamma_b}$$

✓ **Poutre principale :**

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,30 \times 0,9 \times 0,47 \times \frac{25000}{1,5} = 846 \text{ KN}$$

✓ **Poutre secondaire :**

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times b \times 0,9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{u \max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times 0,25 \times 0,9 \times 0,32 \times \frac{25000}{1,5} = 480 \text{ KN}$$

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur le béton sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.8.2 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

Poutres	Effort tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	F _{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	Observations
Principales	T max	188.4	30	47	25	846	CV
Secondaires	T max	83.55	25	32	25	480	CV

➤ Influence sur les armatures : [BAEL91 modifiée 99 /Art A.5.1.312]

Il faut vérifier que :

$$A_t \geq \frac{y_s}{f_e} \left(T_u - \frac{Mu}{0,9.d} \right)$$

- Si $(T_u - \frac{Mu}{0,9.d}) < 0$ \longleftrightarrow la vérification n'est pas nécessaire.
- Si $(T_u - \frac{Mu}{0,9.d}) > 0$ \longleftrightarrow on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armature pour équilibrer le moment.

Les résultats de l'influence de l'effort tranchant sur l'acier sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9.2 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

Poutres	Effort tranchant (KN)		Moment M _u (KN.m)	d (cm)	F _e (MPa)	$(T_u - \frac{Mu}{0,9.d})$
Principales	T max	188.4	102.425	47	400	-53.74
Secondaires	T max	83.55	64.44	32	400	-97.40

- Poutres principales : $(T_u - \frac{Mu}{0,9.d}) = -53.74 \text{ KN} < 0$
 - Poutres secondaires : $(T_u - \frac{Mu}{0,9.d}) = -97.40 \text{ KN} < 0$
- \longrightarrow Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

VI.2.6. Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entrainements des barres :

[BAEL91 modifiée /Art. A.6.1.3]

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence à l'entrainement des armatures au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\Sigma U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

Avec : ΣU_i : périmètre utile des aciers.

✓ **Poutres principales : 3HA 14 + 3HA 12.**

$$\Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 14 + 3 \times 3,14 \times 12 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\Sigma U_i} = \frac{188,4 \times 10^3}{0,9 \times 470 \times 244,92} = 2,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.Condition vérifié.}$$

✓ **Poutres secondaires : 3HA 14 + 3HA 12.**

$$\Sigma U_i = \Sigma U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 14 + 3 \times 3,14 \times 12 = 244,92 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d\Sigma U_i} = \frac{83,55 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times 244,92} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa.Condition vérifié.}$$

❖ **Conclusion :**

La contrainte d'adhérence est vérifiée ; donc il n'y pas de risque d'entraînement des barres.

VI.2.7. Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Les barres que nous avons utilisées ont un diamètre de ($\phi 12$; $\phi 14$) ; donc leurs longueurs de scellement sont les suivantes :

$$\checkmark \text{ Pour les T}_{12} : l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

$$\checkmark \text{ Pour les T}_{14} : l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

$$\checkmark \text{ Pour les } \phi 12 : l_a = 16,93 \text{ cm.}$$

$$\checkmark \text{ Pour les } \phi 14 : l_a = 19,75 \text{ cm.}$$

VI.2.8. Vérification a l'ELS :

a. Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré **peu nuisible**, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton (flèche) : [BAEL91 modifiée 99 /Art.B.6.5]

Ont fait le calcul pour la plus grande travée dans les deux sens.

❖ Poutres principales :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{570}{500} = 1.14 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0.00206 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,206 \text{ cm} < \bar{f} = 1.14 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Poutres secondaires :

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0,96 \text{ cm}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,00034 \text{ m}$$

$$f_{\text{etabs}} = 0,034 \text{ cm} < \bar{f} = 0,96 \text{ cm} \quad \longleftrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c. Vérification des contraintes :

✓ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{\text{st}} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \leq \bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\text{Avec : } \rho_1 = \frac{100 \times A_s}{bd}$$

Et à partir des tableaux de ferrailage, à l'ELS. On aura les valeurs de K_1 et β_1 .

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{\text{st}} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

✓ Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91) :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} < \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

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

Après avoir extrait les moments maximaux à l'ELS de l'ETABS les vérifications des contraintes dans le béton et dans les aciers sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau VI.10.2 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

		Moment à l'ELS [KN.m]	A_{st} [cm ²]	b	d	ρ	β_1	σ_{st} [MPa]	$\overline{\sigma}_{st}$ [MPa]	Obs	K_1	σ_{bc} [MPa]	$\overline{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs
Poutres principales	Travées	70,567	8.01	30	47	0,568	0,887	211,32	348	CV	29.25	7,22	15	CV
	Appuis	102,209	8.01			0,755	0,887	306,08		CV	29,25	10,46		CV
Poutres secondaires	Travées	34,884	8.01	25	32	1,001	0,860	158,25		CV	20,71	7,64		CV
	Appuis	36,238	8.01			1,001	0,860	164.39		CV	20,71	7.93		CV

❖ Remarque :

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus les conditions sur les contraintes dans les aciers et le béton sont vérifiées.

VI.3. Ferrailage des voiles :

VI.3.1.Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (charges et surcharges) et à des forces horizontales dues au séisme.

Le calcul du ferrailage des voiles se fera en flexion composée, en utilisant la méthode du béton armé, il s'effectuera selon le règlement BAEL 91 et les vérifications selon le RPA99 version 2003.

Pour faire face à l'ensemble de ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures pour les voiles :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

Notre ouvrage comprend deux (02) type de voiles, voiles longitudinaux et transversaux, que nous allons ferrailer par zone, car nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, ceci dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs.

- **Zone I** : SS+RDC+1^{er} étage
- **Zone II** : du 2^{ème} étage au 4^{ème} étage.
- **Zone III** : du 5^{ème} étage au 7^{ème} étage.
- **Zone IV** : du 8^{ème} étage au 9^{ème} étage.

Pour notre projet les voiles sont disposés comme suit :

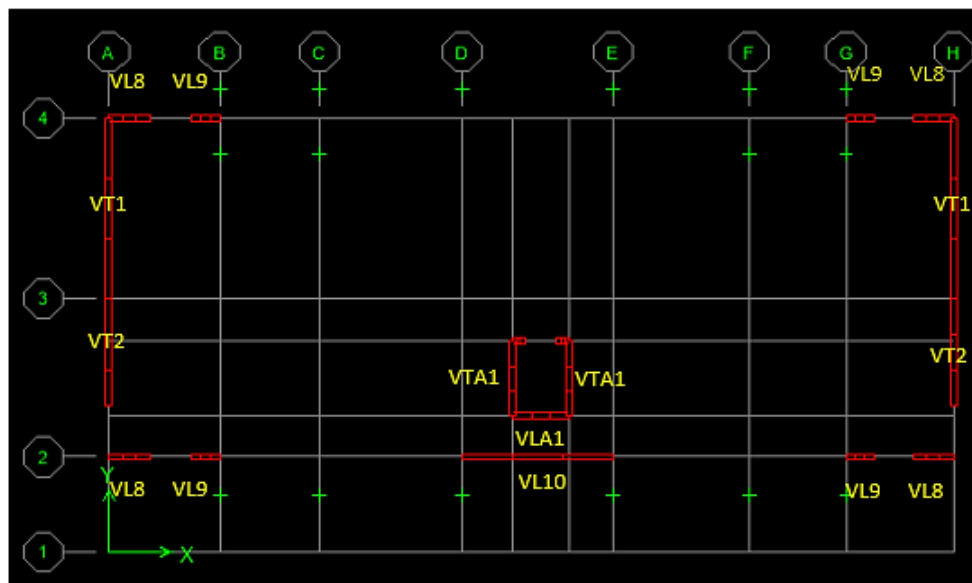


Figure VI.1.3 : Disposition des voiles dans notre structure.

➤ **Combinaison d'action :**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91

$$\begin{cases} 1.35G + 1.5Q & \text{à l'ELU.} \\ G + Q & \text{à l'ELS.} \end{cases}$$
- Selon le RPA version 2003

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases}$$

La méthode utilisée est la méthode de RDM qui se fait pour une bande de largeur (d).

VI.3.2. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les Plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V'}{I}$$

Avec :

B : Section du voile ; $B = e \times L$

L : La longueur de voile.

e : Epaisseur de voile.

I : Moment d'inertie du voile.

Vet V': Bras de levier ($V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$)

Dans ce cas, le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat
Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) est donné par :
[Art 7.7.4 RPA99/mod2003]

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right)$$

Avec : **h_e** : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

Après on aura La longueur de la zone tendue **L_t** tel que : $L_t = L - L_c$

Avec : **L**: longueur du voile.

L_t : longueur tendue.

VI.3.3. Déterminations des armatures :

VI.3.3.1. Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales pour chaque section sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1.3 : Calcul des armatures verticales.

Section	Effort normale N_i	Effort normale N_{i+1}	Section d'armatures verticales (A_{vi})	Armatures minimales	Diagramme des contraintes
Section entièrement comprimé (S.E.C)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i - B_i \times f_{bc}}{\sigma_s}$	$A_{min} > 4\text{cm}^2/\text{ml}$ $0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$	
Section entièrement tendue (S.E.T)	$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	
Section partiellement comprimé (S.P.C)	$N_i = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$	$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$	$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$	$A_{min} \geq \frac{B \times f_{bc}}{f_e}$ $A_{min} \geq 0,002 B$	

Avec : e : épaisseur du voile.

B : section du tronçon considéré.

d : la longueur de la bande sur laquelle se fera le ferrailage.

σ_s : Contrainte de l'acier.

f_{bc} : Contrainte de calcul dans le béton.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \sigma_s = 400\text{MPa}; \quad f_{bc} = 18,48\text{MPa} \\ \text{Situation courante : } \sigma_s = 348\text{MPa}; \quad f_{bc} = 14,20\text{MPa} \end{array} \right.$$

σ_{\max} : La contrainte la plus défavorable max.

σ_{\min} : Contrainte la plus défavorable min.

❖ Armatures minimales :

➤ Compression simple (Art. A.8.1, 2/ BAEL91) :

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures.

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec : B : section du béton comprimée.

➤ Traction simple :

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

Avec : B : section du béton tendue.

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

• Exigences de RPA 2003 [article 7.7.4.3/RPA99 version 2003] :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15 %.

- En zone courantes 0.10 %.

VI.3.3.2. Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

[RPA99 version 2003 /Art .7.7.4.2].

✓ **D'après le BEAL 91 :** $A_H = \frac{A_v}{4}$ avec : A_v : la section des armatures verticales.

✓ **D'après le RPA 2003 :** $A_H \geq 0.15\% \cdot B$ (globalement dans la section du voile).

$$A_H \geq 0,10\% \cdot B \quad (\text{en zone courante}).$$

Avec : **B** : la section du béton

A_H : la section des armatures horizontales.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

❖ **Armatures transversales : [RPA 99 version 2003 /Art .7.7.4.3]**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

❖ **Armatures de coutures :**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$T = 1.4V_u$$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

❖ **Armatures de Potelet :**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$, avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons Possibles de charges.

❖ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

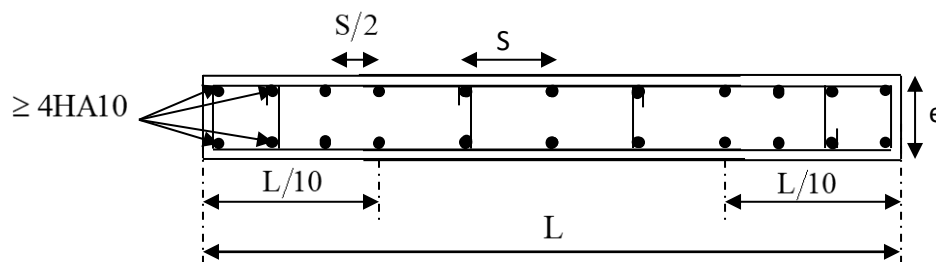


Figure.VI.2.3: Disposition des armatures verticales dans les voiles.

❖ **Espacement : [RPA 99 version 2003 /Art .7.7.4.3]**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 1,5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } e = 20\text{cm : épaisseur du voile}$$

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 0.1 de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm.

VI.3.4. Vérification a l'ELS :

❖ Vérification de la contrainte dans le béton a l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B+15 \times A} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec :

N_s : (G+Q) L'effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section des armatures adoptées (verticales).

$\bar{\sigma}_b$: Contraintes admissible.

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :

➤ D'après (Art A.5.1.21 BAEL91/ modifié 99):

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

$$\bar{\tau}_u : \text{Contrainte limite de cisaillement } \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right)$$

➤ D'après (Art 7.7.2 RPA 99/2003):

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{e \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

$$\bar{V} = 1,4 V_u$$

Avec:

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

e : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d= 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

❖ Remarque:

Les résultats de calcul du ferrailage de tous les voiles dans chaque Zone ; ainsi que les vérifications des contraintes sont donnés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau VI.2.3 : Ferraillage des voiles transversaux de 1.30m (VL8).

Voile VL8		zone I	zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,1	1,125	1,15	1,175		
	ep (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m2)	0,22	0,225	0,23	0,235		
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/cm2)	3830,62	2743,26	2319,86	3004,02		
	σ_{min} (KN/cm2)	-291,84	-147,2	-481,33	-1176,98		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V(KN)	379,77	259,57	238,6	169,28		
	Lt (m)	0,078	0,057	0,198	0,331		
	Lc (m)	1,022	1,068	0,952	0,844		
	d (m)	0,511	0,534	0,476	0,422		
	σ_1 (KN/m2)	1620,09	1231,83	675,81	323,58		
	N(KN)	N1	67,87	57,92	9,26	-36,01	
		N2	82,79	65,78	32,17	13,65	
	Av(cm ²)	Av1	1,95	1,66	1,27	-1,03	
		Av2	2,38	1,89	0,92	0,39	
	Avj (cm2)		10,44	7,14	6,56	4,65	
	A(cm ²)	A1=Av1+Avj/4	4,56	3,44	2,91	0,13	
		A2=Av2+Avj/4	4,99	3,67	2,56	1,55	
	Amin(cm ²)		5,36	5,61	5,00	4,70	
	Av adopté (cm ²)	Bonde 1	6,15	6,15	6,15	6,15	
		Bonde 2	6,15	6,15	6,15	6,15	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
			Bonde2	4HA14	4HA14	4HA14	4HA14
St(cm)		Bonde1	20	20	20	20	
		Bonde 2	20	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		1,53	1,60	1,43	1,27		
A _H /nappe (cm ²)		1,92	1,92	1,92	1,92		
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	4HA10	4HA10	4HA10		
S =30cm		3,14	3,14	3,14	3,14		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	t _u (MPa)	1,92	1,28	1,15	0,8	
		t _b (MPa)	2,42	1,61	1,45	1,01	
	ELS	N _s (kN)	1834,6	1441,05	990,9	404,79	
s _b (MPa)		5,05	4,34	3,17	1,55		

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

Tableau VI.3.3 : Ferraillage des voiles transversaux de 0.9 m (VL9).

Voile VL9		zone I	zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	0,7	0,725	0,75	0,775		
	ep (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m ²)	0,14	0,145	0,15	0,155		
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/cm ²)	6203,22	5474,53	5626,62	7492,09		
	σ_{min} (KN/cm ²)	-467,46	-464,41	-2284,13	-5423,85		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V(KN)	200,15	208,34	208,8	184,08		
	Lt (m)	0,05	0,055	0,22	0,325		
	Lc (m)	0,65	0,67	0,53	0,45		
	d (m)	0,325	0,335	0,265	0,225		
	σ_1 (KN/m ²)	2571,03	2364,27	467,21	-1668,88		
	N(KN)	N1	68,37	63,64	-48,15	-159,59	
		N2	83,56	79,2	12,38	-37,55	
	Av(cm ²)	Av1	1,96	1,83	-1,38	-4,58	
		Av2	2,4	2,27	0,35	-1,08	
	Avj (cm ²)		5,5	5,72	5,74	5,06	
	A(cm ²)	A1=Av1+Avj/4	3,33	3,26	0,05	-3,31	
		A2=Av2+Avj/4	3,77	3,7	1,78	0,18	
	Amin(cm ²)		3,41	3,52	3	3,1	
	Av adopté (cm ²)	Bonde 1	6,78	6,78	6,78	6,78	
		Bonde 2	6,78	6,78	6,78	6,78	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
			Bonde2	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
St(cm)		Bonde1	20	20	20	20	
		Bonde 2	20	20	20	20	
$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		0,97	1,00	0,79	0,67		
A_H /nappe (cm ²)		1,69	1,69	1,69	1,69		
Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA10	4HA10	4HA10	4HA1		
S =30cm		3,14	3,14	3,14	3,14		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	t_u (MPa)	1,59	1,6	1,55	1,32	
		t_b (MPa)	2	2,01	1,95	1,66	
	ELS	N_s (kN)	2082,77	1804,68	1336,46	702,33	
s_b (MPa)		8,45	7,24	7,53	6,5		

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

Tableau VI.4.3 : Ferraillage des voiles transversaux de 4.8 m (VL10).

Voile VL10		zone I	zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.4	4.45	4.5	4.55		
	ep (m)	0.2	0.2	0.2	0.2		
	B (m ²)	0.88	0.89	0.9	0.91		
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/cm ²)	4007.4	3448.5	3177.22	3233.53		
	σ_{min} (KN/cm ²)	-119.91	-169.6	-335.64	-1668.45		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V(KN)		978.16	657.98	362.76	204.57	
	Lt (m)		0.13	0.21	0.43	1.55	
	Lc (m)		4.27	4.24	4.07	3	
	d (m)		2.135	2.12	2.035	1.5	
	σ_l (KN/m ²)		1849.38	1542.55	1252.79	-53.82	
	N(KN)	N1	369.24	291.06	186.64	-258.34	
		N2	394.84	327.02	254.94	-8.07	
	Av(cm ²)	Av1	10.61	8.36	5.36	-7.42	
		Av2	11.34	9.4	7.32	-0.23	
	Avj (cm ²)		26.9	18.09	9.97	5.62	
	A(cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	17.33	12.88	7.85	-6.01	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	18.06	13.92	9.81	1.17	
	Amin(cm ²)		22.42	22.26	21.37	18.2	
	Av adopté (cm ²)	Bonde 1	27.12	22.60	22.6	18.46	
		Bonde 2	24.12	24.12	24.12	24.86	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X12HA12	2X10HA12	2X10HA12	2X6HA14
			Bonde2	2X6HA16	2X6HA16	2X6HA16	2X11HA12
St(cm)		Bonde1	13	15	15	15	
		Bonde 2	20	25	25	25	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,40	6,36	6,10	4,5		
A _H /nappe (cm ²)		6.78	5.65	5.65	4.61		
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA10	10HA10	8HA10	10HA8		
S =30cm		7.85	7.85	6.28	5.02		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	t _u (MPa)	1,23	0,82	0,45	0,25	
		t _b (MPa)	1,56	1,03	0,56	0,31	
	ELS	N _s (kN)	2590,46	1922,61	1338,87	654,4	
		s _b (MPa)	1,84	1,49	1,15	1,78	

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

Tableau VI.5.3 : Ferraillage des voiles transversaux de 5.7 m (VT1).

Voile VT1		zone I	zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	5,3	5,35	5,4	5,45		
	ep (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m ²)	1,06	1,07	1,08	1,09		
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/cm ²)	3625,22	2145,92	1760,26	1714,58		
	σ_{min} (KN/cm ²)	-501,32	-59,25	-158,92	-1360,93		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V(KN)		1492,57	1445,79	1049,99	508,74	
	Lt (m)		0,64	0,14	0,45	2,41	
	Lc (m)		4,66	5,21	4,95	3,04	
	d (m)		2,33	2,6	2,47	1,52	
	σ_l (KN/m ²)		1323,8	1041,11	713,37	-502,58	
	N(KN)	N1	191,64	255,28	136,95	-238,25	
		N2	308,44	270,69	176,2	-76,39	
	Av(cm ²)	Av1	5,51	7,33	3,93	-6,85	
		Av2	8,86	7,78	5,06	-2,19	
	Avj (cm ²)		41,04	39,76	28,87	13,99	
	A(cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	15,77	17,27	11,15	-3,35	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	19,12	17,72	12,28	1,31	
	Amin(cm ²)		24,46	27,3	25,93	21,8	
	Av adopté (cm ²)	Bonde 1	24,86	30,8	30,8	22,62	
		Bonde 2	27,72	32,16	32,16	24,62	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X11HA12	2X10HA14	2X10HA14	2X10HA12
			Bonde2	2X9HA14	2X8HA16	2X8HA16	2X8HA14
St(cm)		Bonde1	15	15	15	15	
		Bonde 2	25	30	30	30	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		6,99	7,8	7,41	4,56		
A _H /nappe (cm ²)		6,21	7,7	7,7	5,65		
Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA10	10HA10	10HA10	10HA10		
S =30cm		7,85	7,85	6,28	7,85		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	t _u (MPa)	1,56	1,5	1,08	0,52	
		t _b (MPa)	1,97	1,89	1,36	0,65	
	ELS	N _s (kN)	3607	2952,68	1973,94	837,38	
		s _b (MPa)	2,28	1,85	1,38	0,79	

Chapitre VI

Ferraillage des éléments structuraux

Tableau VI.6.3 : Ferraillage des voiles transversaux de 3.38 m (VT2).

Voile VT2		zone I	zone II	zone III	Zone IV		
Caractéristiques géométriques	L (m)	3,18	3,205	3,23	3,255		
	ep (m)	0,2	0,2	0,2	0,2		
	B (m ²)	0,636	0,641	0,646	0,651		
Sollicitation de calcul	σ_{max} (KN/cm ²)	3797,89	2145,92	1760,26	1708,11		
	σ_{min} (KN/cm ²)	-32,84	-79,72	-158,92	-1356,22		
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	
	V(KN)	829,26	571,52	490,81	154,12		
	Lt (m)	0,03	0,11	0,27	1,44		
	Lc (m)	3,15	3,09	2,96	1,81		
	d (m)	1,57	1,54	1,48	0,9		
	σ_1 (KN/m ²)	1685,79	987,83	712,2	-511,51		
	N(KN)	N1	259,51	139,85	81,88	-168,09	
		N2	264,67	152,12	105,4	-46,03	
	Av(cm ²)	Av1	7,46	4,02	2,35	-4,83	
		Av2	7,6	4,37	3,03	-1,32	
	Avj (cm ²)		22,8	15,72	13,5	4,24	
	A(cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	13,16	7,95	5,72	-3,77	
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	13,3	8,3	6,4	-0,26	
	Amin(cm ²)		16,48	16,17	15,54	13,02	
	Av adopté (cm ²)	Bonde 1	18,46	18,46	18,46	15,38	
		Bonde 2	18,46	18,46	18,46	15,38	
	Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2X6HA14	2X6HA14	2X6HA14	2X5HA14
			Bonde2	2X6HA14	2X6HA14	2X6HA14	2X5HA14
St(cm)		Bonde1	10	10	10	10	
		Bonde 2	20	20	20	20	
A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		4,71	4,62	4,44	2,7		
A _H /nappe (cm ²)		4,61	4,61	4,61	3,84		
Choix des barres/nappe (cm ²)		6HA10	6HA10	6HA10	6HA10		
S =30cm		4,71	4,71	4,71	4,71		
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	t _u (MPa)	1,45	0,99	0,84	0,26	
		t _b (MPa)	1,82	1,25	1,06	0,33	
	ELS	N _s (kN)	2293,98	1896,7	1201,01	238,62	
		s _b (MPa)	2,22	2,14	1,45	0,4	

Chapitre VII
Etude du voile périphérique

VII.1. Étude du voile périphérique :

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure et forme un bloc rigide et indéformable. Il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Assure une bonne stabilité de l’ouvrage et limite les déplacements horizontaux relatifs aux fondations.
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VII.2. Pré dimensionnement du voile périphérique :

L’article prévoit pour les voiles périphériques une épaisseur minimale de 15 cm, On opte pour une épaisseur de 20 cm.

Contrainte de sollicitations :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_r$$

$$K_0 = \frac{1 - \sin \phi}{\cos \phi}$$

Avec : K_0 : coefficient de poussée des terres

ϕ : Angle de frottement interne

Caractéristiques du sol :

- Surcharge éventuelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 18 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\phi = 30^\circ$
- Cohésion : $C = 0$

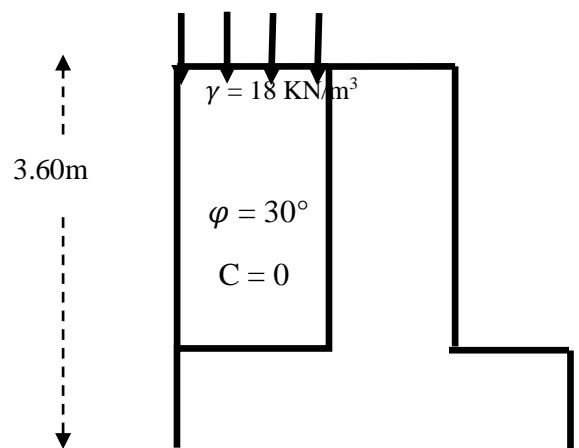


Schéma de voile de soutènement

VII.3.calcul des sollicitations :

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.5$$

$$\sigma_v = q + \gamma h \Rightarrow 0 < h < 3.60 \text{ m}$$

- **ELU**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(1,35 \times \gamma \times h + 1,5 \times q)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 1,5 \times 10 = 7,5\text{KN}/\text{m}^2$$

$$h = 3.60\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5 \times (1,35 \times 18 \times 3.6 + 1,5 \times 10) = 51,24\text{KN}/\text{m}^2$$

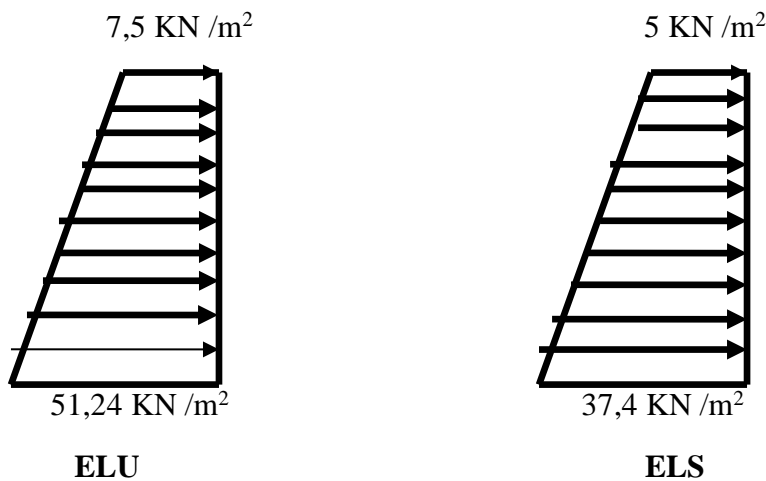
- **ELS**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0(q + \gamma \times h)$$

$$h = 0\text{m} \rightarrow \sigma_{H1} = 0,5 \times 10 = 5 \text{ KN}/\text{m}^2$$

$$h = 3.06\text{m} \rightarrow \sigma_{H2} = 0,5(10 + 18 \times 3.6) = 37,4\text{KN}/\text{m}^2$$

VII.3.1. Diagramme des contraintes :



VII.3.2.charges moyennes :

$$\text{ELU: } P_u = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 51,24 + 7,5}{4} = 40,305\text{KN}/\text{ml}$$

$$\text{ELS: } P_s = \frac{3\sigma_{H2} + \sigma_{H1}}{4} \times 1\text{m} = \frac{3 \times 37,4 + 5}{4} = 29,30\text{KN}/\text{ml}$$

VII.4.Ferrailage du voile plaque :

Méthode de calcul :

Le voile plaque de soutènement sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastées de chaque côté au niveau des nervures des poteaux, ainsi qu'au niveau des longrines.

Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 04 appuis ;

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire encastré à ses deux extrémités.

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0.75M
- Moment d'encastrement sur les grandes cotés :
 - 0.3M : Appuis de rive
 - 0.5M : Autre appuis

Identification des panneaux :

$$l_x = 3.0m$$

$$l_y = 5.0m$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{5} = 0,6; \quad 0.4 < \rho < 1 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

Calcul à l'ELU :

$$\rho = 0,6 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0812 \\ \mu_y = 0,305 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x q l_x^2 = 0,0812 \times 40,305 \times 3^2 = 29,45KN.m$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,305 \times 29,45 = 8,98KN.m$$

❖ **Correction des moments :**

➤ **Sens x- x :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5M_{0X} = 0,5 \times 29,45 = 14,73KN.m$$

- **En travée :**

$$M_t = 0,75 \leftrightarrow \leftrightarrow M_{0X} = 0,75 \times 29,45 = 22,09KN.m$$

➤ **Sens Y - Y :**

- **Aux appuis :**

$$M_a = 0,5M_{0Y} = 0,5 \times 8,98 = 4,49KN.m$$

- **En travées :**

$$M_t = 0,75M_{0Y} = 0,75 \times 8,98 = 6,74KN.m$$

Calcul à l'ELS :

$$\rho = 0,6 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0861 \\ \mu_y = 0,476 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_x ql_x^2 = 0,0861 \times 29,3 \times 3^2 = 22,70KN.m$$

$$M_{0Y} = \mu_y M_{0X} = 0,476 \times 22,70 = 10,81KN.m$$

❖ Correction des moments :

➤ Sens x - x :

- Aux appuis :

$$M_a = 0,5M_{0X} = 0,5 \times 22,70 = 11,35KN.m$$

- En travée :

$$M_t = 0,75 \overset{\leftarrow}{\rightarrow} M_{0X} = 0,75 \times 22,70 = 17,03KN.m$$

➤ Sens Y - Y :

- Aux appuis:

$$M_a = 0,5M_{0Y} = 0,5 \times 10,81 = 5,41KN.m$$

- En travées :

$$M_t = 0,75M_{0Y} = 0,75 \times 10,81 = 8,11KN.m$$

Calcul des sections d'armatures :

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _U	μ _l	Section	β	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Ferrailage
XX	Appuis	14,73	0.036	0.392	SSA	0.982	2.54	2.17	5.65	5HA12
	Travée	22.09	0.054	0.392	SSA	0.972	3.84	2.17	5.65	5HA12
YY	Appuis	4,49	0.011	0.392	SSA	0.994	0.76	2.17	5.65	5HA12
	Travée	6,74	0.016	0.392	SSA	0.991	1.30	2.17	5.65	5HA12

Tableau VII.1 Ferrailage du voile périphérique

VII.5. Vérification à l'ELU :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimal des armatures est de (0,10 % B) dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2cm^2$
- Les deux nappes sont reliées par quatre (04) épingles / m² de HA8.

b = 1 m = 100 cm ; h : épaisseur du voile = 20 cm).

VII.6. Vérification à l'ELS :

VII.6.1. Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Si la condition suivante est satisfaite, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

		Moment à l'ELS [KN.M]	A _{st} [cm ²]	ρ ₁	β ₁	σ _{st} [MPa]	σ̄ _{st} [MPa]	Obs	K ₁	σ _{bc} [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	Obs
X-X	Travées	11,35	5,56	0,327	0,910	131,96	201,63	CV	40,56	3,25	15	CV
	Appuis	17,03				197,99		CV		4,88		CV
Y-Y	Travées	5,41				62,90		CV		1,55		CV
	Appuis	8,11				94,29		CV		2,32		CV

Tableau VII.2 Vérification des contraintes à L'ELS

Chapitre VIII
Etude de l'infrastructure

VIII.1. Introduction :

Une fondation par définition est un organisme de transmission des efforts provenant de la superstructure au sol.

On distingue deux types de fondation selon leurs modes d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures :

a. Fondations superficielles :

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous murs.
- Les semelles continues sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

b. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux ;
- Les puits.

VIII.2. Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est $\sigma_{sol} = 2\text{bars}$.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VIII.3. Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement du sol.
- Le mode constructif de la structure.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

Pour le cas de la structure étudiée, nous avons le choix entre des semelles isolées et des semelles filantes, et un radier général, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

VIII.3.1. Semelle isolée :

Pour le pré-dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal N_{ser} qui est obtenu à la base de tous les poteaux du RDC.

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

✓ **Homothétie des dimensions :**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \Rightarrow \frac{50}{50} = 1.00 \Rightarrow A = B \quad (\text{Poteau carrée}).$$

$$\text{D'où : } B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}}$$

On a : $N_{ser} = 2159.16 \text{KN}$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{KN/m}^2$$

$$B \geq \sqrt{\frac{2159.16}{200}} = 3.28 \text{ m} \Rightarrow B = 3.28 \text{m}$$

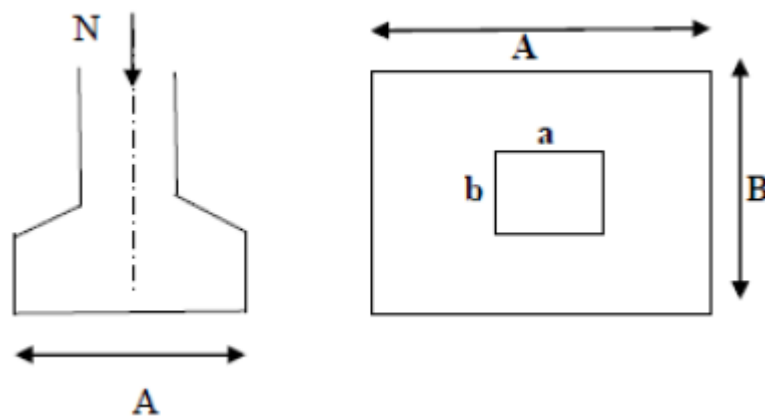


Figure VIII.1 : Semelle isolée.

❖ **Conclusion :**

Vu l'importance des dimensions des semelles dans le but d'éviter tout risque de chevauchement, on doit donc opter pour des semelles filantes.

VIII.3.2. Semelle filante :

a. Dimensionnement des semelles filantes sous les voiles :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{BL} \Rightarrow B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}L}$$

Avec :

σ_{sol} : Capacité portante du sol ($\sigma_{sol} = 0,2$ MPa).

B : largeur de la semelle,

L : longueur de la semelle sous voile.

Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau VIII.1 : Surface de semelles filantes sous voiles Y-Y.

Voiles	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VT1	3607	11,4	1,58	18,04
VT2	2293,98	6,76	1,70	11,47
Totale =				29,50

Tableau VIII.2 : Surface de semelles filantes sous voiles X-X.

Voiles	N _{ser} (KN)	L (m)	B (m)	S=B.L (m ²)
VL8	1834,6	5,2	1,76	9,17
VL9	2082,77	3,6	2,89	10,41
VL10	590,46	4,8	0,62	12,95
Totale =				32,54

La surface totale des semelles filantes sous voiles est : $S_v = \sum S_i = 62,04\text{m}^2$

b. Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux :

❖ Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leur centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

❖ Etape du calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$
- Détermination de la distribution par (ml) des sollicitations de la semelle :

- ✓ Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.
- ✓ Si : $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) \\ \sigma_{min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) \\ \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right) \end{array} \right.$$

-Détermination de largeur B de la semelle : $B \geq \frac{q \left(\frac{L}{4} \right)}{\sigma_{sol}}$

-Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{l}{9} \leq h_i \leq \frac{l}{6}$

Avec :L : est la distance entre nus des poteaux.

Les sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VIII.3 : Résultante des charges sous poteaux.

Poteaux	N _{ser}	M _i	e _i	N _{ser} ×e _i
A	1343,37	-3,023	-13,35	-17933,98
B	1086,46	2,207	-9,85	-10701,63
C	1457,77	-0,942	-6,70	-9767,05
D	2322,45	-0,452	-2,20	-5109,39
E	2316,83	1,045	2,60	6023,75
F	1395,8	-12,123	6,9	9631,02
G	1088,49	3,215	9,95	10830,47
H	1386,55	15,549	13,35	18510,44
Somme	12397,72	5,52		1483,62

- **Coordonnée de la résultante des forces par rapport au CDG de la semelle**

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R}$$

$$AN : e = \frac{1483,62+5,52}{12397,72} = 0.12 \text{ m}$$

$$e = 0.12 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{26.7}{6} = 4.45 \text{ m} \longrightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{12397.72}{4.45} \times \left(1 - \frac{6 \times (0.12)}{26.7} \right) = 451.81 \text{ [KN/m]}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L} \right) = \frac{12397.72}{26.7} \times \left(1 + \frac{3 \times (0.12)}{26.7} \right) = 470.59 \text{ [KN/m]}$$

- **Détermination de la largeur de la semelle :**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{\text{SOL}}} = \frac{470.59}{200} = 2.35 \text{ m}$$

On prend $B = 2.5 \text{ m}$

On aura donc, $S = 2.5 \times 26.7 = 66.75 \text{ m}^2$

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux : $S_p = S \times n$

$$S_p = 66.75 \times 4 = 267 \text{ m}^2$$

$$S_t = S_p + S_v$$

$$S_t = 267 + 62.04 = 329.04 \text{ m}^2$$

La surface totale de la structure : $S_{st} = 365.79 \text{ m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{st}} = \frac{329.04}{365.79} = 0,8995 = 89.95\%$$

La surface des semelles représente 89.95 % de la surface de bâtiments.

❖ Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50 %** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VIII.4. Etude du radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminuées du poids propre du radier.

Les avantages que le radier offre par rapport aux autres semelles superficielles :

- Rigide en son plan horizontal.
- Permet une répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- Facilité de coffrage.
- Rapidité d'exécution.
- Coût élevé de l'opération.

VIII.4.1. Pré dimensionnement du radier

a. Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25$ cm)

b. Selon la condition forfaitaire :

❖ Sous voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec : h : épaisseur du radier.

L_{\max} : Portée maximale.

$$L_{\max} = 4.8\text{m} \longrightarrow 0.6 \leq h \leq 0.96$$

On prend : **h = 70 cm.**

❖ Sous poteaux :

➤ La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$h_d \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm}$$

On prend : **h_d = 40cm.**

➤ La nervure :

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$h_n \geq \frac{480}{10} = 48\text{cm}$$

On prend : **h_n = 70 cm.**

➤ Largeur de la nervure :

$$0,4h_n \leq b_n \leq 0,7h_n$$

$$0.4 \times 70 \leq b_n \leq 0.7 \times 70 \longrightarrow 28 \text{ cm} \leq b_n \leq 49 \text{ cm}$$

On prend : **b_n = 40cm**

➤ **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot b}} > \frac{2}{\pi} L_{\max}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. $K = 40 \text{ MPa}$

L_{\max} : Portée maximale ($L = 4.8$)

De la condition précédente, nous tirons h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{\max}\right)^4 \times \frac{3 \cdot K}{E}}$$

Avec :

I : Inertie de la section du radier ($b = 1 \text{ m}$)

E : Module de déformation longitudinale déferée $E = 32164.2 \text{ MPa}$

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 4.8}{3.14}\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32164.2}} = 0.68 \text{ m}$$

On prend : **$h = 70 \text{ cm}$** .

➤ **Conclusion :**

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

- ✓ **$h_n = 70 \text{ cm}$** Hauteur de la nervure.
- ✓ **$h_d = 40 \text{ cm}$** Hauteur de la dalle.
- ✓ **$b_n = 40 \text{ cm}$** Largeur de la nervure.

VIII.4.2. Détermination des efforts à la base :

Les valeurs sont déduits de l'ETABS :

- Charge permanente : **$G = 39953.2 \text{ KN}$** .
- Charge d'exploitation : **$Q = 7464.23 \text{ KN}$** .

➤ **Combinaisons d'actions :**

ELU: $N_{ul} = 1,35G + 1,5 Q = 65133.16 \text{ KN}$.

ELS: $N_{sl} = G + Q = 47417.43 \text{ KN}$.

VIII.4.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{➤ ELU: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{65133.16}{1,33 \times 200} = 244.86 \text{ m}^2$$

$$\text{➤ ELS: } S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{1,33 \bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{47417.43}{1,33 \times 200} = 237.08 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = \max(S_{\text{nec}}^{\text{ELU}}; S_{\text{nec}}^{\text{ELS}}) = 244.86 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{batiment}} = 365.79 \text{ m}^2 > \text{Max}(S_1; S_2) = S_{\text{rad}} = 244.86 \text{ m}^2.$$

➤ Remarque :

La surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier. Dans ce cas nous opterons pour un radier général qui couvre la totalité de la surface à bâtiment, avec un débord minimale imposé par les règles du BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$L_{\text{deb}} \geq \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

Nous prenons : **$L_{\text{deb}} = 50 \text{ cm}$**

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = 365.79 + 33.6 = 299.39 \text{ m}^2$$

Donc on aura une surface totale du radier égale : **$S_{\text{radier}} = 399.39 \text{ m}^2$** .

VIII.4.4. Calcul des sollicitations à la base du radier :**➤ Poids du radier :**

$G_{\text{rad}} = \text{Poids de la Dalle} + \text{Poids de la nervure} + \text{Poids de (T.V.O)} + \text{Poids de la dalle flottante.}$

➤ Poids de la dalle :

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \times h_{\text{da}} \times \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = (399.39 \times 0,40) \times 25 = 3993.9 \text{ KN}$$

$$\mathbf{P_{dalle} = 3993.9 \text{ KN}}$$

➤ Poids de la nervure :

$$P_{\text{ner}} = b_n \times h_n \times L_n \times \rho_b$$

$$P_n = 0.4 \times 1.1 \times 25$$

$$\mathbf{P_n = 11 \text{ KN.}}$$

➤ **Poids de T.V.O:**

$$P_{T.V.O} = [(S_{rad} - S_{nerv}) \times (h_{rad} - h_{dal}) \times \rho_{TVO}]$$

$$S_{nerv} = (0,5 \times 24.15 \times 8) + (0,5 \times 9.65 \times 4) = 115.9 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = [399.39 - 0.4 \times 1.1] \times (0.4 - 0.1) \times 17 = 2034.64 \text{ KN.}$$

$$\mathbf{P_{TVO} = 2034.64 \text{ KN.}}$$

Avec : poids volumique du TVO : $\rho = 17 \text{ KN/m}^3$.

±

➤ **Poids de la dalle flottante libre :**

$$P_{df} = (S_{rad} - S_n) \times e_p \times \rho_b$$

$$P_{df} = (399.39 \times 0.4 \times 1.1) \times 0.1 \times 25 = 997.3 \text{ KN.}$$

Epaisseur de dalle flottante = ($e_p = 10 \text{ cm}$).

$$\mathbf{P_{df} = 997.3 \text{ KN.}}$$

➤ **Poids total de la structure :**

Charge permanente apportée sur le radier G_{tot}

$$G_{tot} = P(\text{superstructure}) + P(\text{infrastructure})$$

$$\mathbf{G_{tot} = 39953.2 + 7036.91 = 46990.11 \text{ kN}}$$

Charges d'exploitation totale Q_{tot}

$$Q_{tot} = P(\text{Superstructure}) + P(\text{infrastructure})$$

$$\mathbf{Q_{tot} = 399.39 \times 8 + 7464.23 = 10659.35 \text{ kN}}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$\mathbf{N_u = 1,35 \times 46990.11 + 1,5 \times 10659.35 = 79425.67 \text{ KN.}}$$

$$\mathbf{N_s = 46990.11 + 10659.35 = 57649.46 \text{ KN}}$$

VIII.4.5. Vérification :**VIII.4.5.1. Vérification à la contrainte de cisaillement :**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\}$$

Avec : $b = 100\text{cm}$.

$d = 0,9 h_d = 0,9 \times 40 = 36 \text{ cm}$.

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{\text{rad}}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{65133.16 \times 1}{399.39} \times \frac{4.80}{2} = 391.39 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{391.39 \times 10^3}{1000 \times 360} = 1.09 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = \min \{2,5\text{MPa}; 4\text{MPa}\} = 2,5\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.09 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5\text{MPa}$$

VIII.4.5.2. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

Avec :

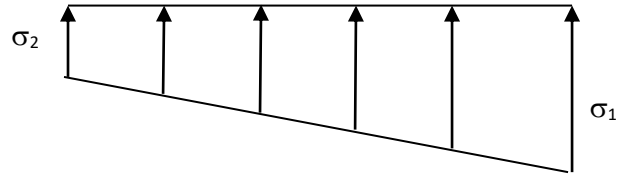
$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure ;

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure ;

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne

$$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$



On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \sigma_{\text{SOL}}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{\text{SOL}}$$

Avec :
$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Figure VIII.2:

Diagramme des contraintes

➤ **Calcul le centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = 13.35m ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = 6.85m$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré ;

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = 5721.26m^4$$

$$I_{yy} = 21730.66m^4$$

Tableau VIII.4 :

	ELU				ELS				Obser
	M	σ_1	σ_2	σ_m	M	σ_1	σ_2	σ_m	
X - X	62.77	199.95	198.72	199.64	44.735	144.48	144.23	144.41	OK
Y- Y	64.323	198.88	198.84	144.34	47.248	144.35	144.32	144.34	OK

VIII.4.5.3. Vérification au poinçonnement :

Aucun calcul n'exigé si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq (0,07 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}) / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau

μ_c : Périmètre du pourtour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a : Epaisseur du voile ou du poteau.

b : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

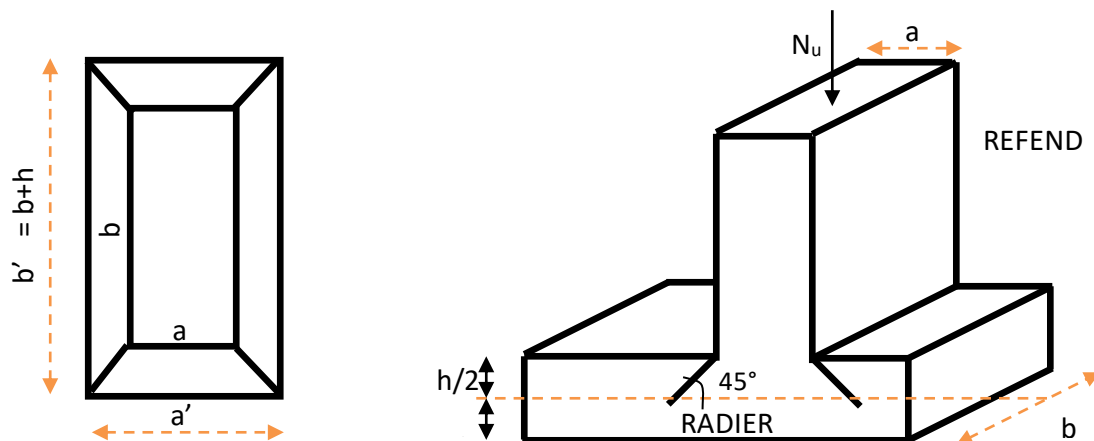


Figure VIII.3: Périmètre utile des voiles et des poteaux

Calcul du périmètre utile μ_c :

• **Poteaux :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,5 + 0,5 + 2 \times 0,7) = 4,8 m$$

$$N_u = 2015,9 KN$$

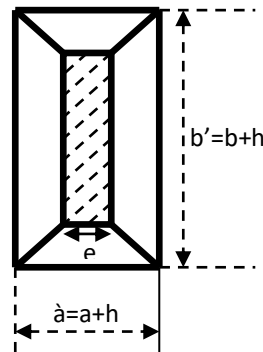
$$N_u < (0,045 \times 0,7 \times 5,2 \times 25000) / 1,5 = 2730 KN$$

• **Voile :**

$$\mu_c = 2 \cdot (a' + b') = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,7) = 5,2 m$$

$$N_u =$$

$$N_u < 0,045 \times 0,7 \times 5,2 \times 25000 = 2730 KN$$



VIII.5. Ferrailage du radier :

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le BEAL 91.

VIII.5.1. Ferrailage des panneaux encastrés sur 8 appuis :

On distingue deux cas :

- **1^{er} Cas :** Si $\alpha < 0,4$: la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{ox} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{oy} = 0$$

- **2^{ème} Cas :** Si $\alpha \leq 0,4 \leq 1$: les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de la petite portée L_x : $M_{ox} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Les coefficients μ_x, μ_y sont données par les tables de PIGEAUD.

Avec :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \text{ avec } (L_x < L_y)$$

❖ **Remarque :**

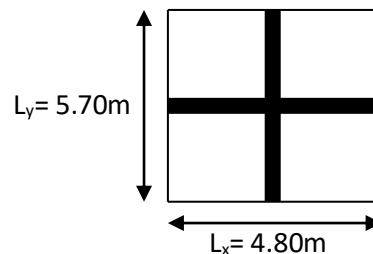
Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour le calcul de panneau le plus sollicité.

VIII.5.2. Identification du panneau le plus sollicité :

$$L_x = 4.80\text{m} \quad L_y = 5.70 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.80}{5.70} = 0,84$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,052 \\ \mu_y = 0,667 \end{cases}$$



$0,4 \leq \rho = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

Pour le calcul du Ferrailage, soustrairons de la contrainte maximale σ_m^{\max} , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

Sens longitudinale :

- A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(199,64 - \frac{46990,11}{399,39} \right) \times 1\text{ml} = 81,85 \text{ KN/m}^2$
- A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(144,41 - \frac{46990,11}{399,39} \right) \times 1\text{ml} = 26,75 \text{ KN/m}^2$

Sens transversale :

- A l'ELU : $q_{um} = \sigma_m(\text{ELU}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(198,87 - \frac{46990,11}{399,39} \right) \times 1\text{ml} = 81,21 \text{ KN/m}^2$
- A l'ELS : $q_{sm} = \sigma_m(\text{ELS}) - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(144,34 - \frac{46990,11}{399,39} \right) \times 1\text{ml} = 26,68 \text{ KN/m}^2$

VIII.5.3. Calcul à l'ELU :

1) Evaluation des moments M_x , M_y :

On obtient :

$$M_{0x} = 0,052 \times 81,98 \times 4,80^2 = 98,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,667 \times 98,21 = 67,51 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

- **0,75** : pour les moments en travée.
- **0,5** : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- **0,3** : pour les moments sur appuis de rive.

2) Ferrailage dans le sens x-x :

➤ Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (-0,5) \times M_{u\max}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 98,21 = -49,1 \text{ KN.m}$$

➤ Moments en travée :

$$M_{ut} = 0,75 \times M_{ut}$$

$$M_{ua} = 0,75 \times 98,21 = 73,65 \text{ KN.m}$$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{49,1 \times 10^3}{100 \times (34)^2 \times 14,2} = 0,0299 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0299 \rightarrow \beta_u = 0,985.$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{49,1 \times 10^3}{0,985 \times 34 \times 348} = 4,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **4HA12 = 4,52 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

- **En travée :**

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{73,65 \times 10^3}{100 \times (34)^2 \times 14,2} = 0,0448 < 0,392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,0448 \rightarrow \beta_u = 0,998$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{73,65 \times 10^3}{0,998 \times 34 \times 348} = 6,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **(6HA12) = 6,78 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm

VIII.5.3.4. Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \delta_0 \cdot b \cdot h \frac{3-(Lx/Ly)}{2}$$

avec : $\delta_0 = 0,8 \text{ ‰}$ pour les HA.

$$A_{\min} = 0,0008 \times 100 \times 40 \times \frac{3-0,84}{2} = 3,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Aux appuis : $A_{ua} = 4,21 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$
- En travée : $A_{ut} = 6,78 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 3,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$

VIII.5.4. Calcul à l'ELS :

1) Evaluation des moments M_x, M_y :

On obtient :

$$M_{0x} = 0,052 \times 81,98 \times 4,80^2 = 98,2 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 0,667 \times 98,21 = 67,51 \text{ KN.m}$$

❖ Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de :

- **0,75** : pour les moments en travée.
- **0,5** : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- **0,3** : pour les moments sur appuis de rive.

2) Ferrailage dans le sens x-x :

➤ Moments aux appuis :

$$M_{ua} = (-0,5) \times M_{umax}$$

$$M_{ua} = (-0,5) \times 21,37 = -10,68,1 \text{KN.m}$$

➤ Moments en travée :

$$M_{ut} = 0,75 \times M_{ut}$$

$$M_{ua} = 0,75 \times 21,37 = 16,02 \text{KN.m}$$

• Aux appuis :

$$\mu_u = \frac{M_{ua}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{10,68 \times 10^3}{100 \times (34)^2 \times 14.2} = 0,006 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,006 \rightarrow \beta_u = 0,997.$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{10,68 \times 10^3}{0,997 \times 34 \times 348} = 9,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **6HA14 = 9,23 cm²/ml** avec un espacement de 20 cm.

• En travée :

$$\mu_u = \frac{M_{ut}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16,02 \times 10^3}{100 \times (34)^2 \times 14.2} = 0,009 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

Les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\mu_u = 0,009 \rightarrow \beta_u = 0,995$$

$$A_{ua} = \frac{M_{ua}}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16,02 \times 10^3}{0,995 \times 34 \times 348} = 13,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit: **4(HA14 + HA16) = 14,20 cm²/ml** avec un espacement de 20cm

VIII.5.4.2.vérification des contraintes :

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha = \frac{y}{d} < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ avec: } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

- Aux appuis :

$$\gamma = \frac{49.1}{10.68} = 4,59$$

$$\alpha = 0.37 < \frac{4,59 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 2.04$$

Les contraintes suivant(x) sont plus défavorable , donc les contraintes suivant (y-y) sont vérifiées .

VIII.6. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console rectangulaire soumise à une charge uniformément répartie ; illustré dans la figure ci-dessous. Le calcul se fera pour une bonde de 1 mètre de longueur.

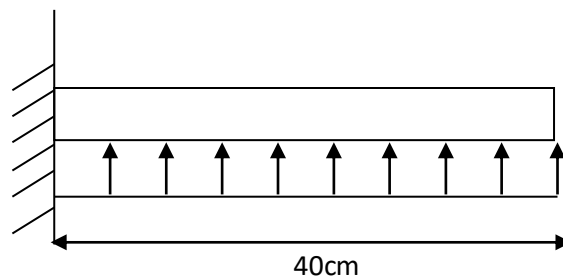


Figure VIII.4 : Schéma statique du débord.

VIII.6.1 : Sollicitations de calcul :

- A l'ELU :

$$q_u = 81.98 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{81.98 \times 0,4^2}{2} = 6,55 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$q_s = 26,75 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{2} = \frac{26,75 \times 0,4^2}{2} = 2,16 \text{ KN}$$

VIII.6.2. Calcul des armatures :

$q_u = 81,98 \text{ KN/ml}$ $q_s = 26,75 \text{ KN/ml}$

Comme le débord est moins sollicité que la dalle, et afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord

VIII.7. Ferrailage des nervures :

Les nervures considérées comme des poutres doublement encastées

$h = 70 \text{ cm}$; $b = 40 \text{ cm}$; $d = 40 \text{ cm}$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel **ETABS**.

VIII.7.1. Détermination des efforts :

❖ Sens transversal :

ELU :

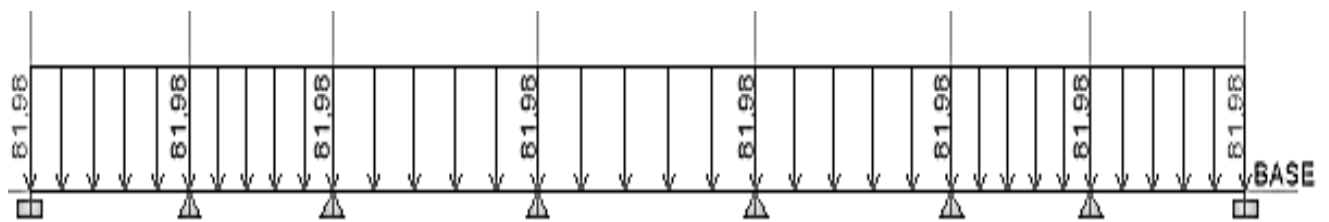


Figure VIII.5: Schéma statique à l'ELU

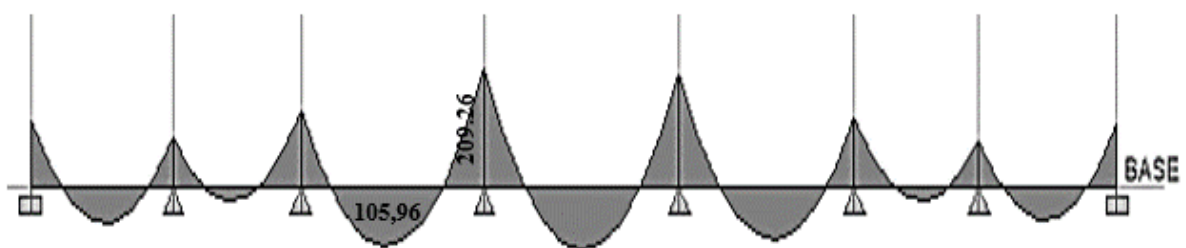


Figure VIII.6: Moment fléchissant à l'ELU

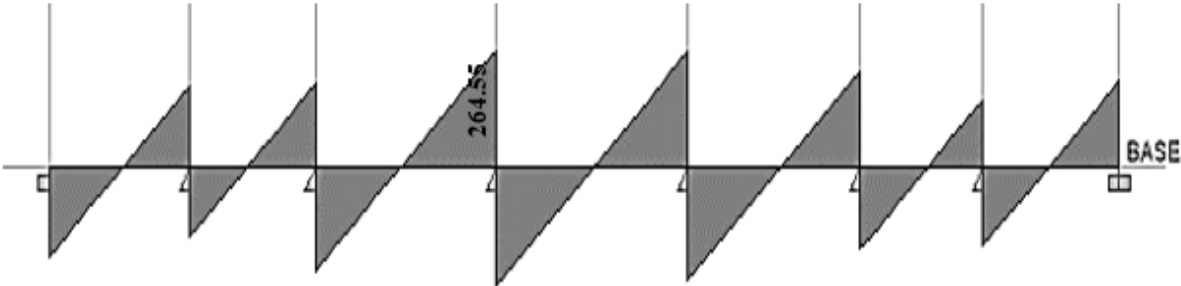


Figure VIII.7: Effort tranchant à l'ELU

ELS :

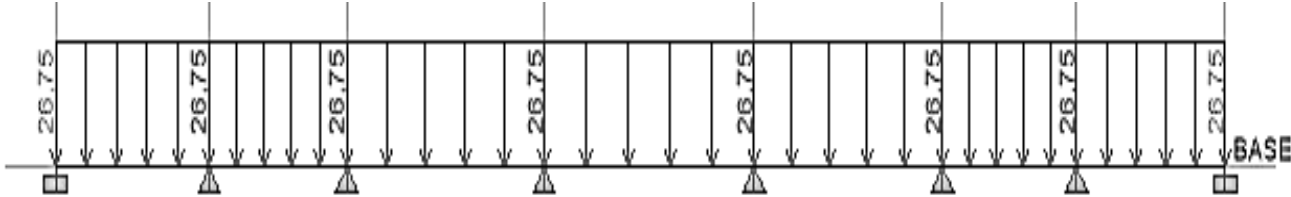


Figure VIII.8: Schéma statique à l'ELS

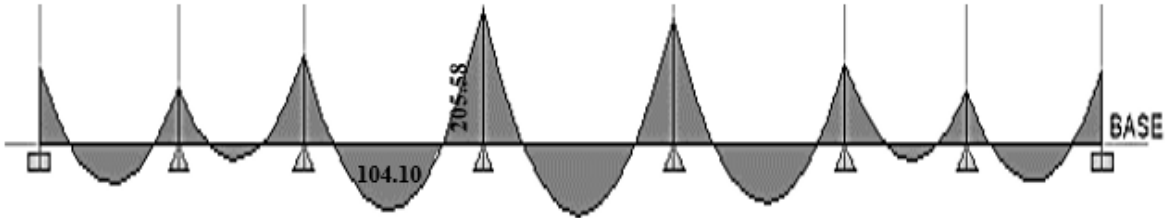


Figure VIII.9: Moment fléchissant à l'ELS

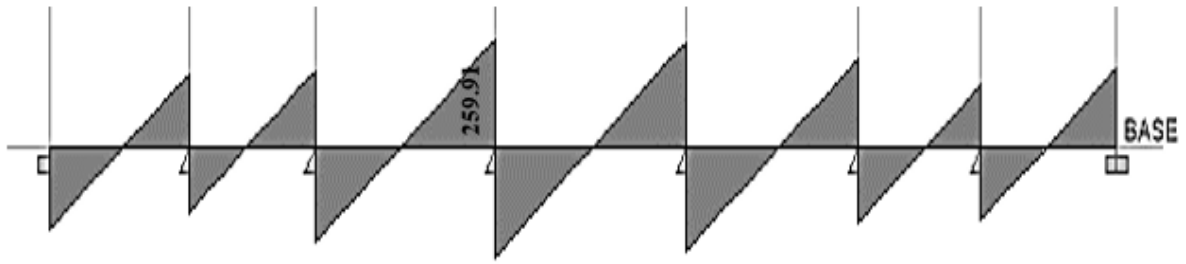


Figure VIII.10: Effort tranchant à l'ELS

❖ Sens longitudinal :

ELU :

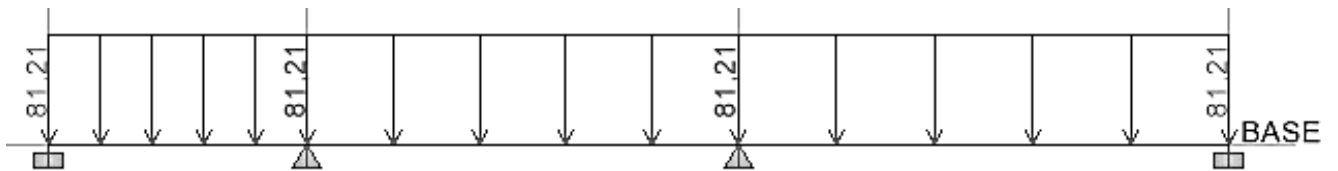


Figure VIII.11: Schéma statique à l'ELU

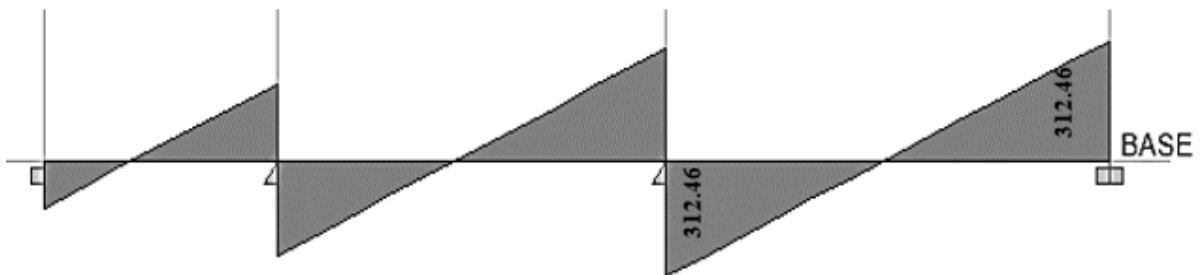


Figure VIII.12: Effort tranchant à l'ELU

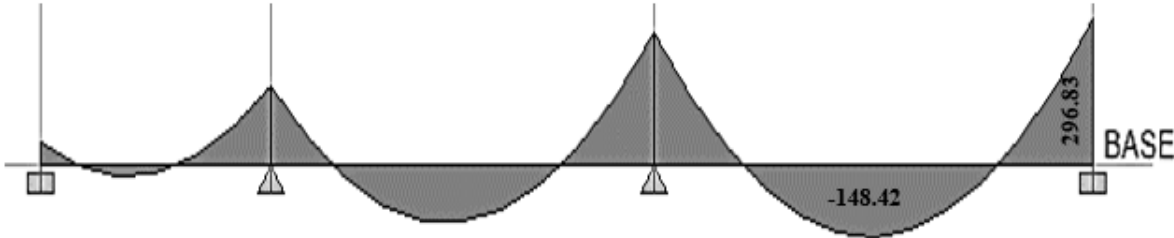


Figure VIII.13: Moment fléchissant à l'ELU

ELS :

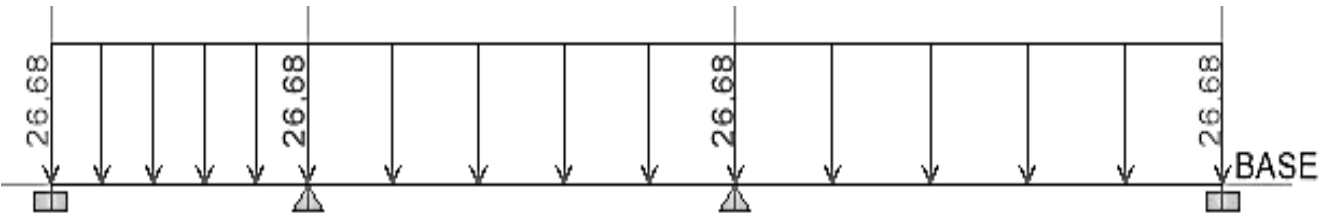


Figure VIII.14: Schéma statique ELS

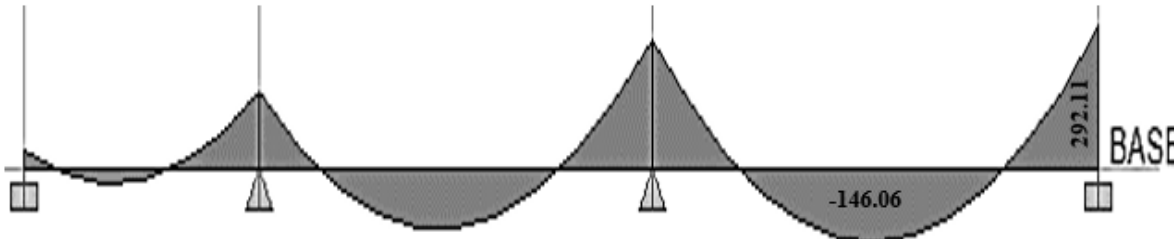


Figure VIII.15: Moment fléchissant à l'ELS.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau VIII.5 : Les efforts internes dans les nervures.

	Sens longitudinale (X-X)		Sens transversale (Y-Y)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
M_a max (KN.m)	296.83	292.11	209.26	205.58
M_t max (KN.m)	148.42	146.06	105.96	104.10
T_{max}(KN)	312.46		264.55	

VIII.7.2. Calcul des armatures :

❖ **Armature longitudinale (X-X) :**

b =40cm, h=70cm, $f_{bc} = 14.2Mpa$, $\sigma_{st} = 348Mpa$; c = 3cm.

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta_u \cdot d \cdot \sigma_s}$$

Les résultats de ferrailage de nervure sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau VIII.6 : Calcul des armatures de la nervure.

Sens	Zone	M _u (KN.m)	μ _u	B	Section	A (cm ²)	ST	A adoptée (cm ²)
X-X	Appuis	296.83	0.04	0.980	SSA	12.99	20	8HA16=16.08 cm²
	Travée	148.42	0.02	0.990	SSA	6.42	20	6HA14= 9.24 cm²
Y-Y	Appuis	209.26	0.03	0.985	SSA	9.09	20	6HA14=16.08 cm²
	Travée	105.96	0.01	0.995	SSA	4.56	20	4HA14=6.16 cm²

❖ **Armature transversales (Y-Y) : BAEL 91 modifiée 99 (Art A.7.2.2.)**

➤ **Diamètre minimal :**

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \varnothing, \frac{b}{10}\right) = (31.42 ; 20 ; 45)$$

Soit : $\varphi_t = 8 \text{ mm}$

❖ **Espacement des armatures :**• **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_1 \right\}$$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12 \phi_1 \right\} = \min \{27.5; 24\} \longrightarrow \text{Soit : } S_t = 10 \text{ cm.}$$

• **En zone courante :**

$$S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 35 \text{ cm} \longrightarrow \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

❖ **Armatures transversales minimales :**

$$A_{\min} = 0.23 b d f_{t28} / 400 = 5.31 \text{ cm}^2$$

VIII.7.3. Vérification a l'ELU :❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23.b.d.f_{c28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 40 \times 67 \times 2.1}{400} = 3.24 \text{ cm}^2$$

→ Les sections d'armatures adoptées vérifient cette condition.

VIII.7.4. Vérification de la contrainte de cisaillement :❖ **Sens longitudinale :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u\max} = 312.46 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{312.46 \times 10^3}{400 \times 670} = 1.16 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens transversale :**

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Avec : $T_{u\max} = 264.55 \text{ KN.}$

$$\tau_u = \frac{264.55 \times 10^3}{400 \times 670} = 0.9 \text{ MPa} \leq 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.7.5. Vérification a l'ELS :

❖ **Vérification les contraintes dans le béton et l'acier :**

➤ **Dans les aciers :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} F_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right\}$$

$$\rho_1(\%) = \frac{A_s}{b \times d} \times 100$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

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

$$\sigma_b = \sigma_{st} K_1$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VIII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Sens		A (cm ²)	M (KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _{st} (MPa)	σ̄ _s (MPa)	σ _b (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	obs
X-X	Appuis	9.24	205.58	0.34	0.909	0.02	365.31	164.97	7.3	15	CV
	Travée	6.16	104.10	0.22	0.924	0.01	272.97	164.97	2.72	15	CV
Y-Y	Appuis	16.08	292.11	0.6	0.885	0.03	306.36	164.97	9.19	15	CV
	Travée	9.24	146.06	0.34	0.909	0.02	259.54	164.97	5.19	15	CV

Conclusion générale

L'étude de ce projet est notre première vraie épreuve avant de s'insérer dans la vie active, ceci nous a permis d'améliorer nos connaissances des problèmes de la conception et l'étude des ossatures en béton armé ainsi que d'élargir nos connaissances dans le domaine pratique.

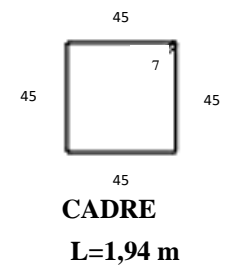
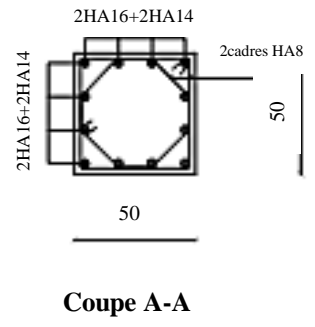
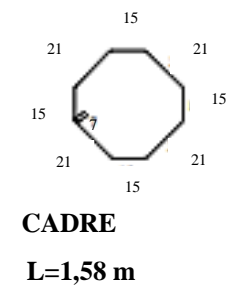
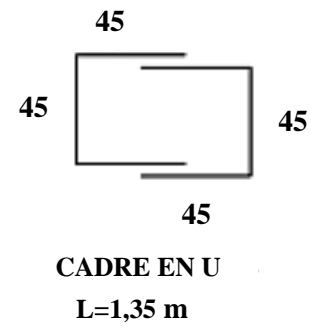
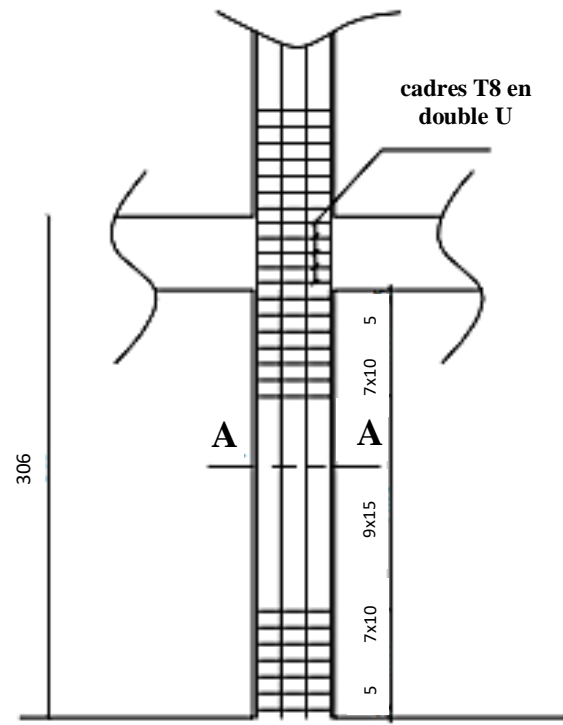
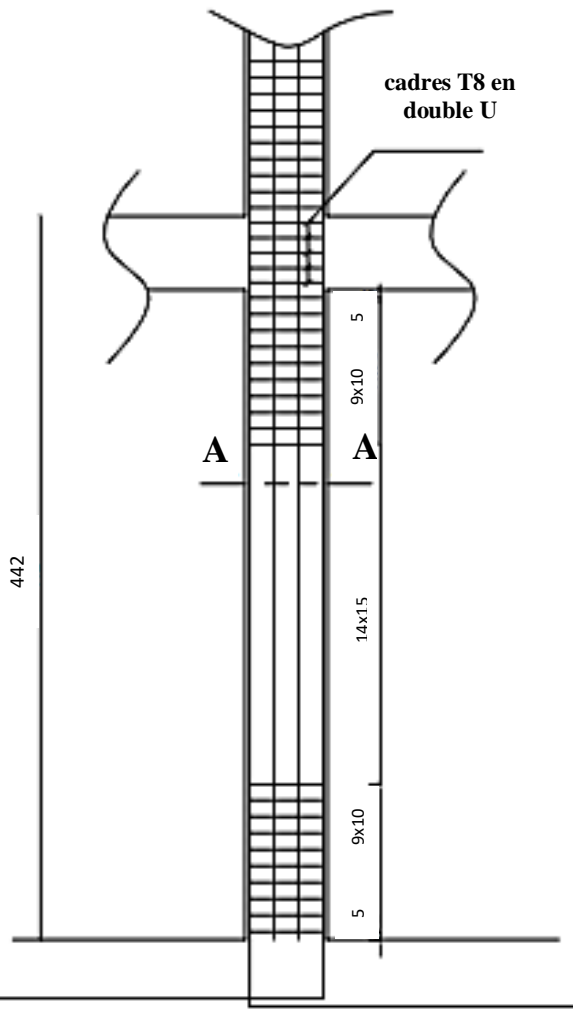
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calcul), comme exemple, nous citerons l'ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet, ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment. Ceci se fait à partir de la lecture des différentes références bibliographiques.

Le présent projet s'est effectué sur la base de deux critères, à savoir la résistance des éléments porteurs d'un bâtiment et la stabilité de sa forme vis-à-vis des différentes sollicitations pour assurer la sécurité des usagés et l'adaptation des solutions économiques.

Après avoir étudié ce projet, on a constaté que :

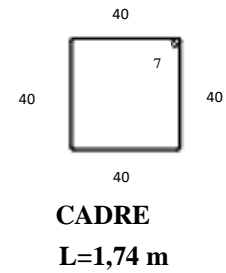
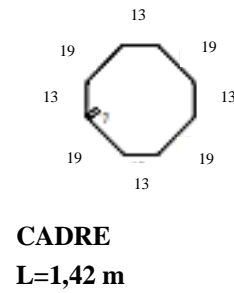
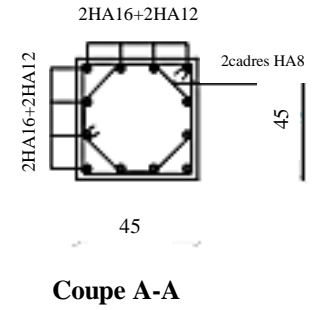
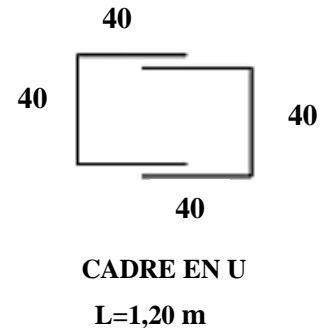
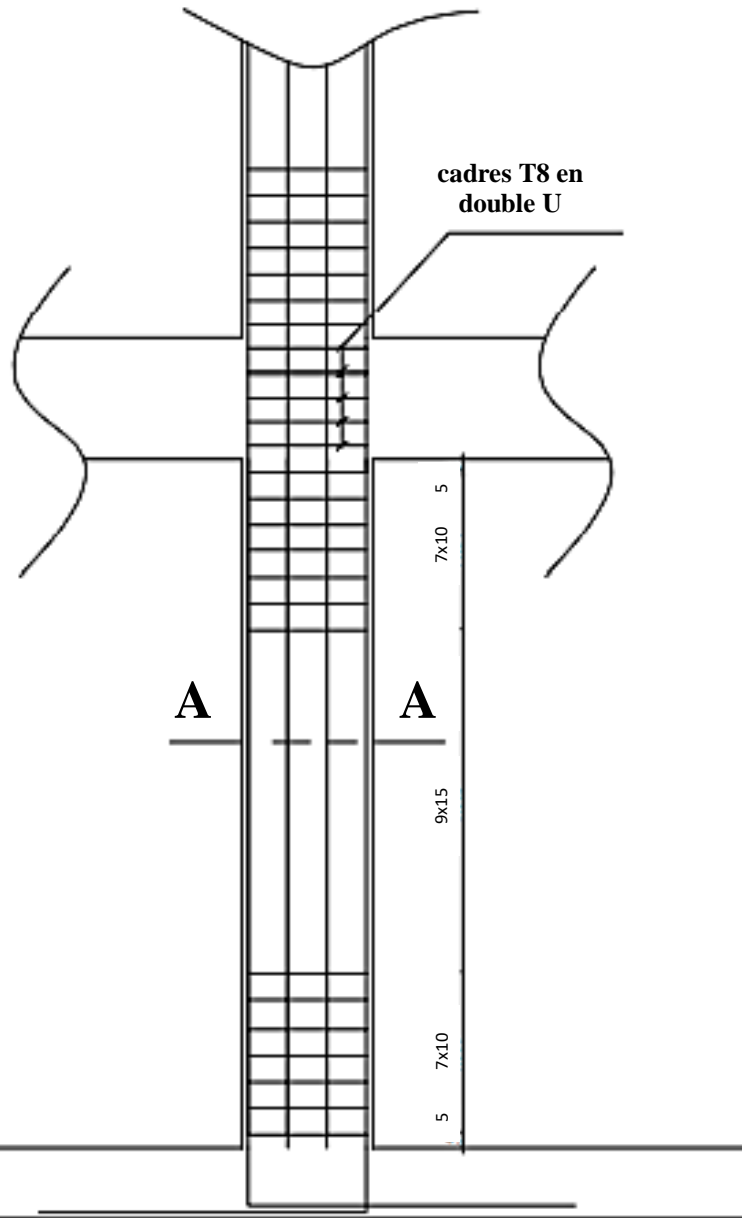
- Pour le ferrailage : on a remarqué que plusieurs éléments structuraux sont ferrailés par le minimum proposé par le *RPA99 v 2003*.
- Pour la disposition et comportement des voiles ; La disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité des voiles à placer à la structure, elle a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode simplifiée, basée sur les contraintes. L'utilisation de l'interface graphique (du *ETABS*) pour visualiser la nature et l'acuité des contraintes a été très utile dans notre cas.

En fin, nous souhaitons que ce modeste travail apportera un plus à notre département et servira pour les promotions à venir.



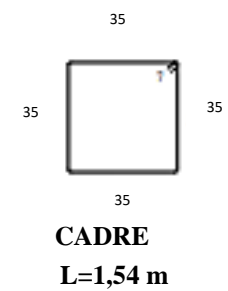
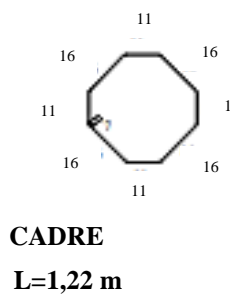
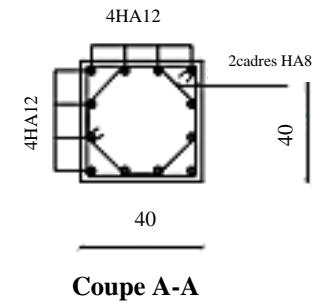
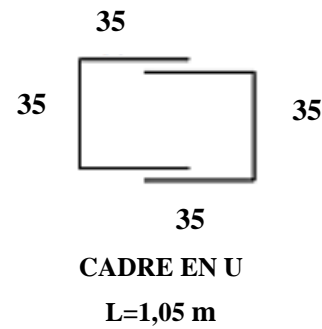
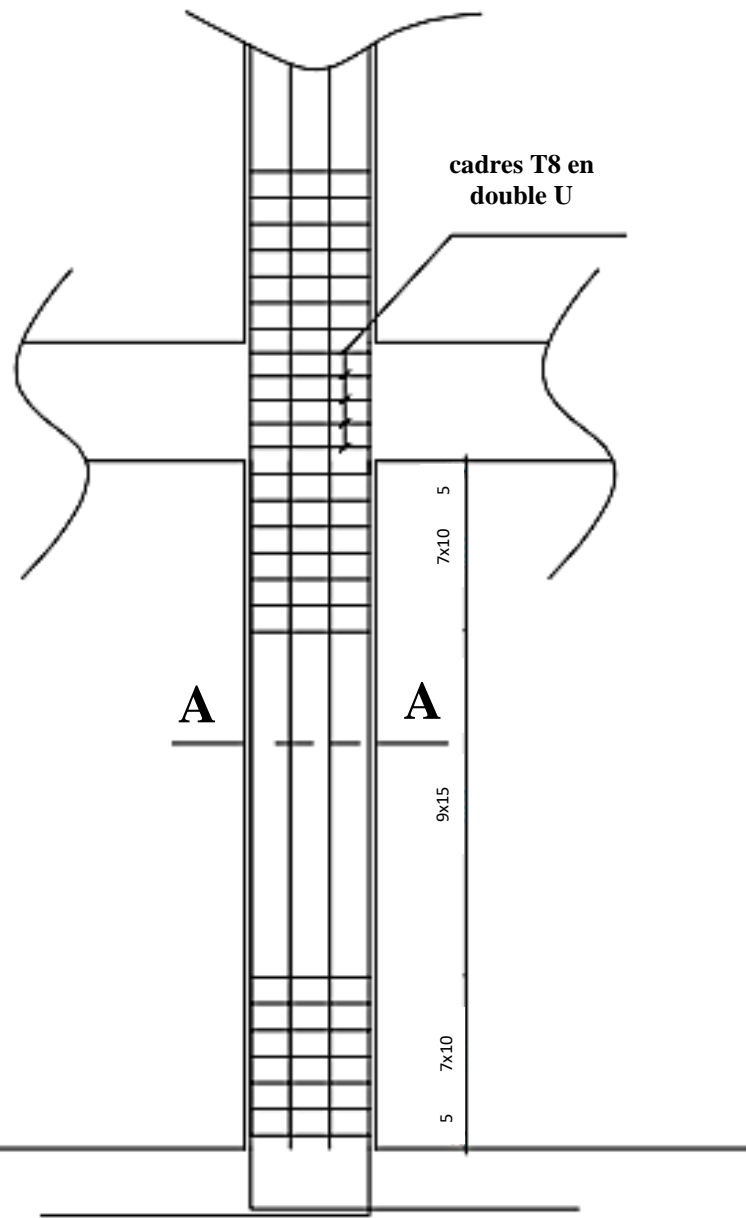
Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou		Faculté Du Génie De La Construction Département Génie Civil	
Étudié par : M ^{lle} Bouslimani Sonia M ^{lle} Hacid Kenza	Plan de ferrailage des poteaux		Echelle
Dirigé par : M ^r Hamizi .M	Zone 1		2020

306



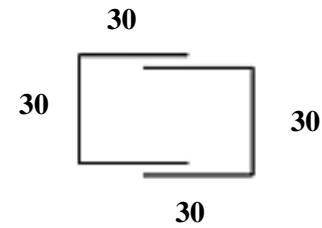
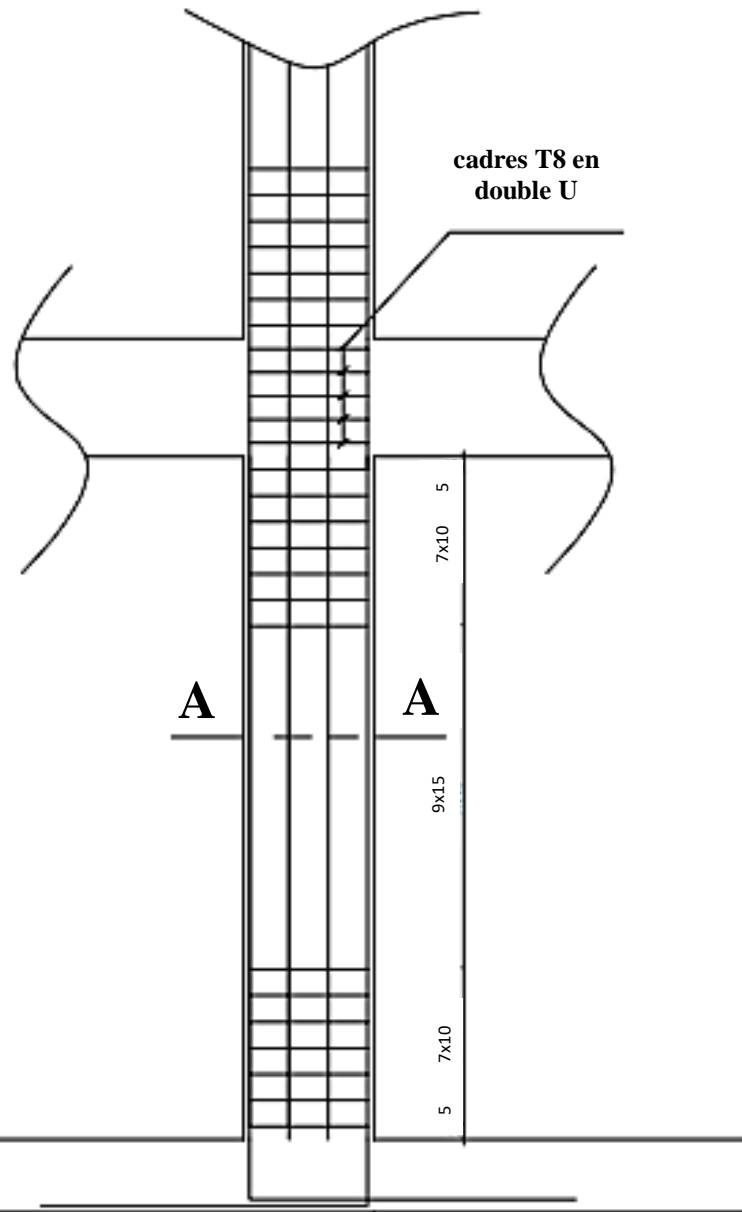
Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou		Faculté Du Génie De La Construction Département Génie Civil	
Etudié par : M ^{lle} Bouslimani Sonia M ^{lle} Hacid Kenza	Plan de ferrailage des poteaux		Echelle
Dirigé par : M ^r Hamizi .M	Zone 2		2020

306

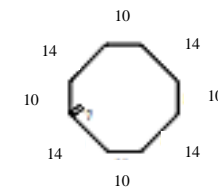


Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou		Faculté Du Génie De La Construction Département Génie Civil	
Etudié par : M ^{lle} Bouslimani Sonia M ^{lle} Hacid Kenza	Plan de ferrailage des poteaux		Echelle
Dirigé par : M ^r Hamizi .M	Zone 3		2020

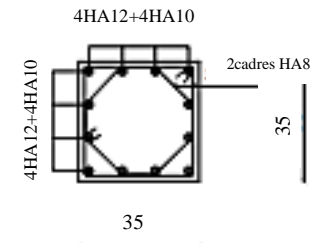
306



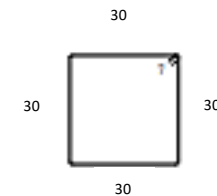
CADRE EN U
L=0,9 m



CADRE
L=1,10 m

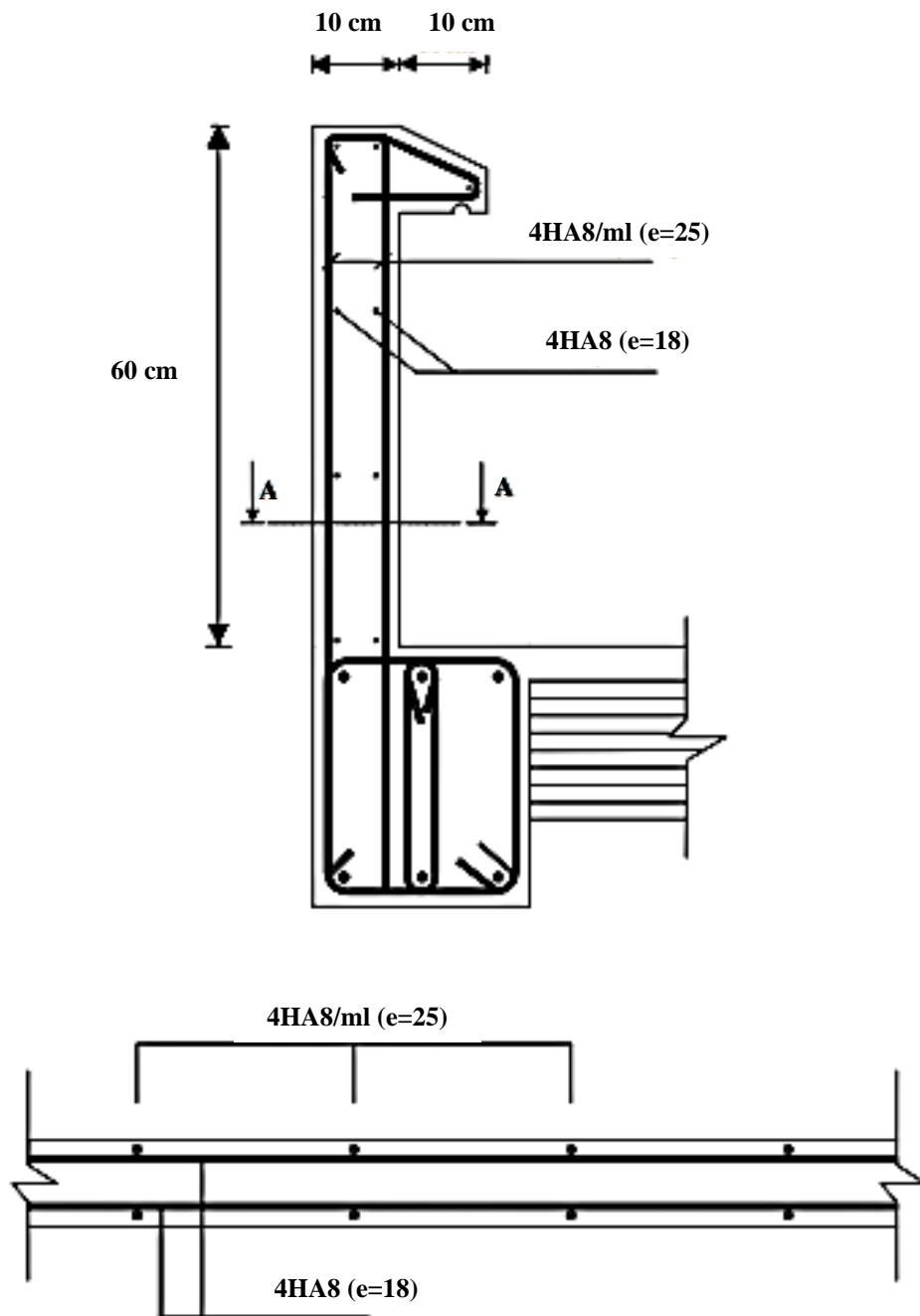


Coupe A-A



CADRE
L=1,34 m

Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou		Faculté Du Génie De La Construction Département Génie Civil	
Etudié par : M ^{lle} Bouslimani Sonia M ^{lle} Hacid Kenza	Plan de ferrailage des poteaux		Echelle
Dirigé par : M ^r Hamizi .M	Zone 4		2020



Coupe A-A

**UNIVERSITE MOULUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU**

**Faculté du de la construction
Département Génie Civil**

Etudié par :

M^{lle} Bouslimani Sonia

M^{lle} Hacid Kenza

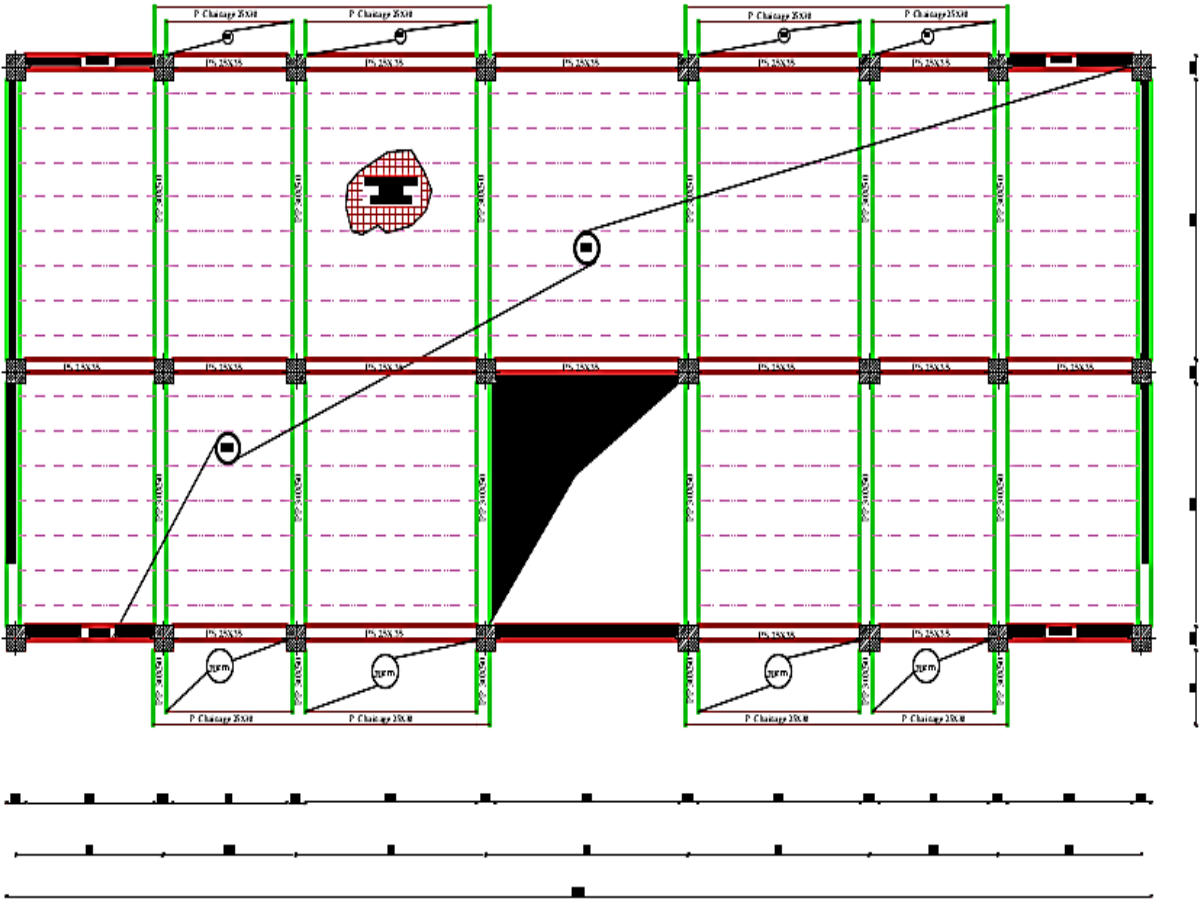
Dirigé par :

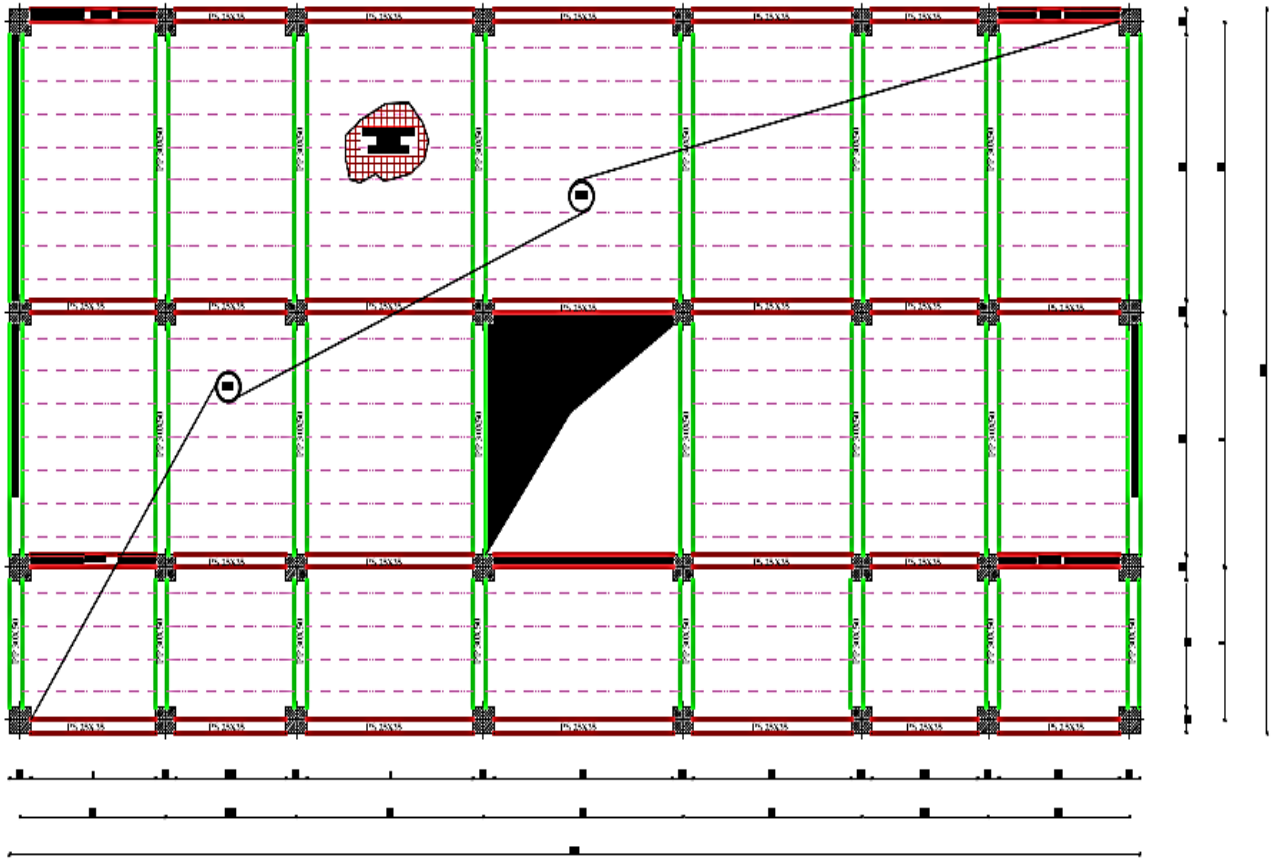
M^r Hamizi .M

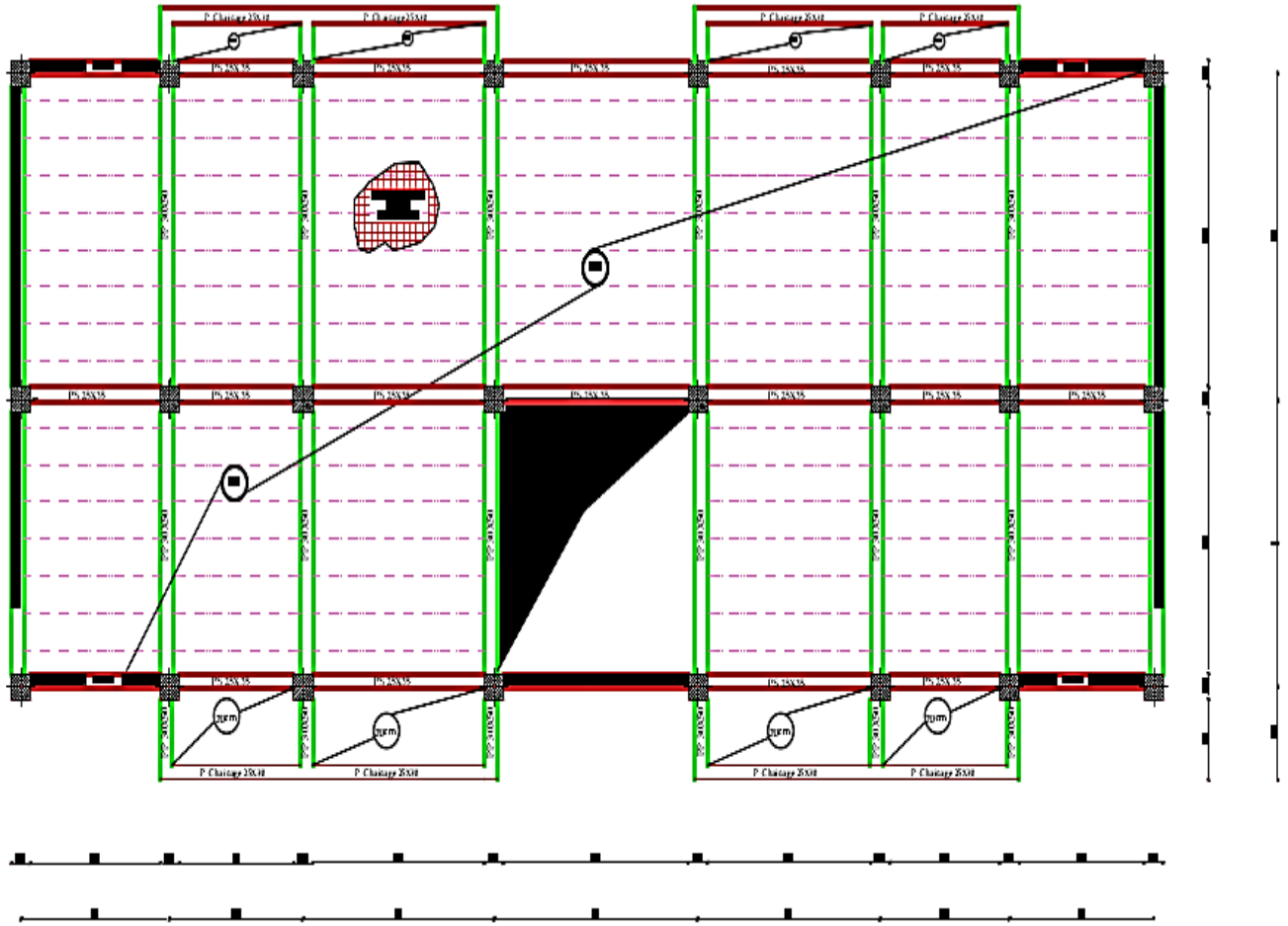
**Plan de ferrailage
de l'acrotère**

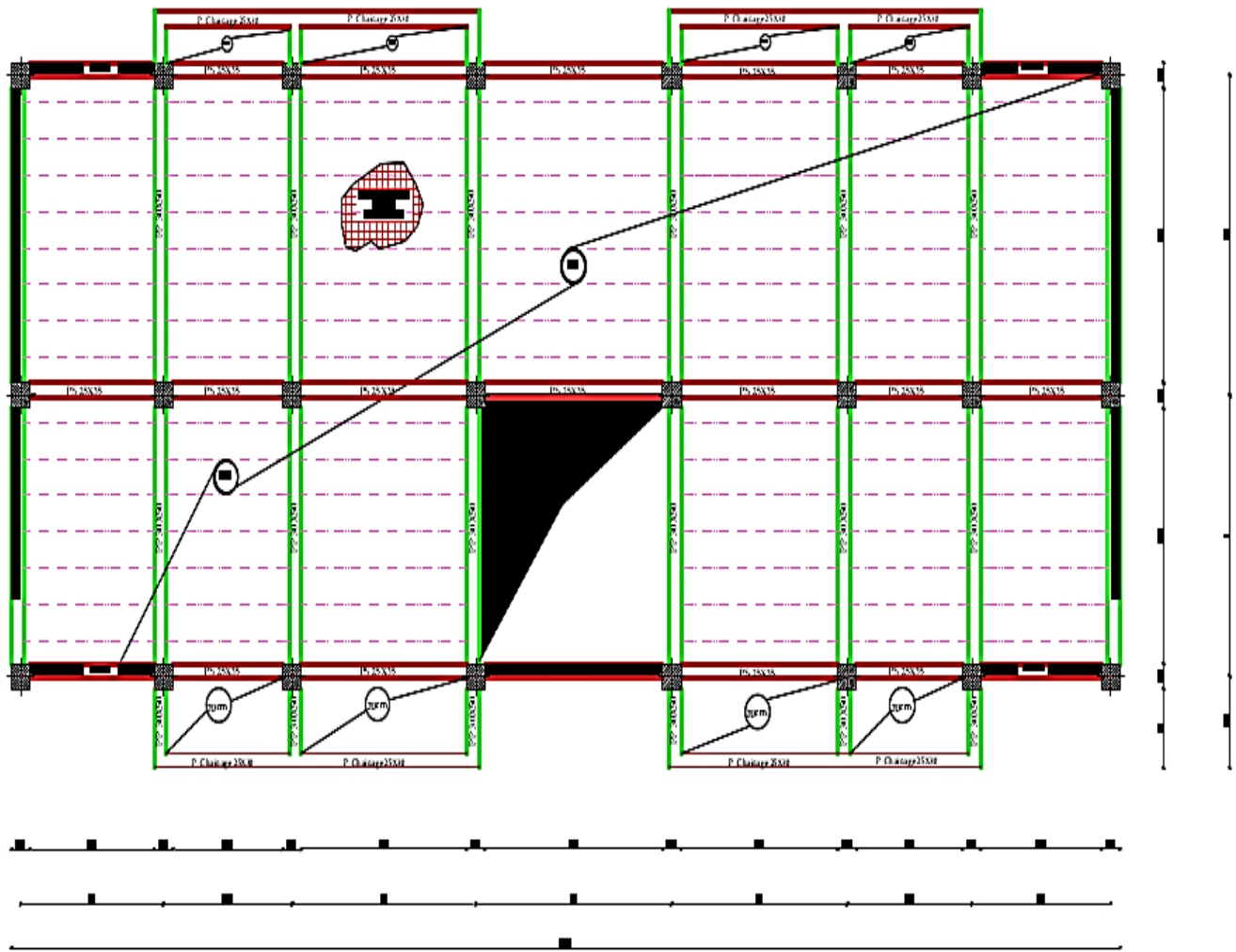
Echelle

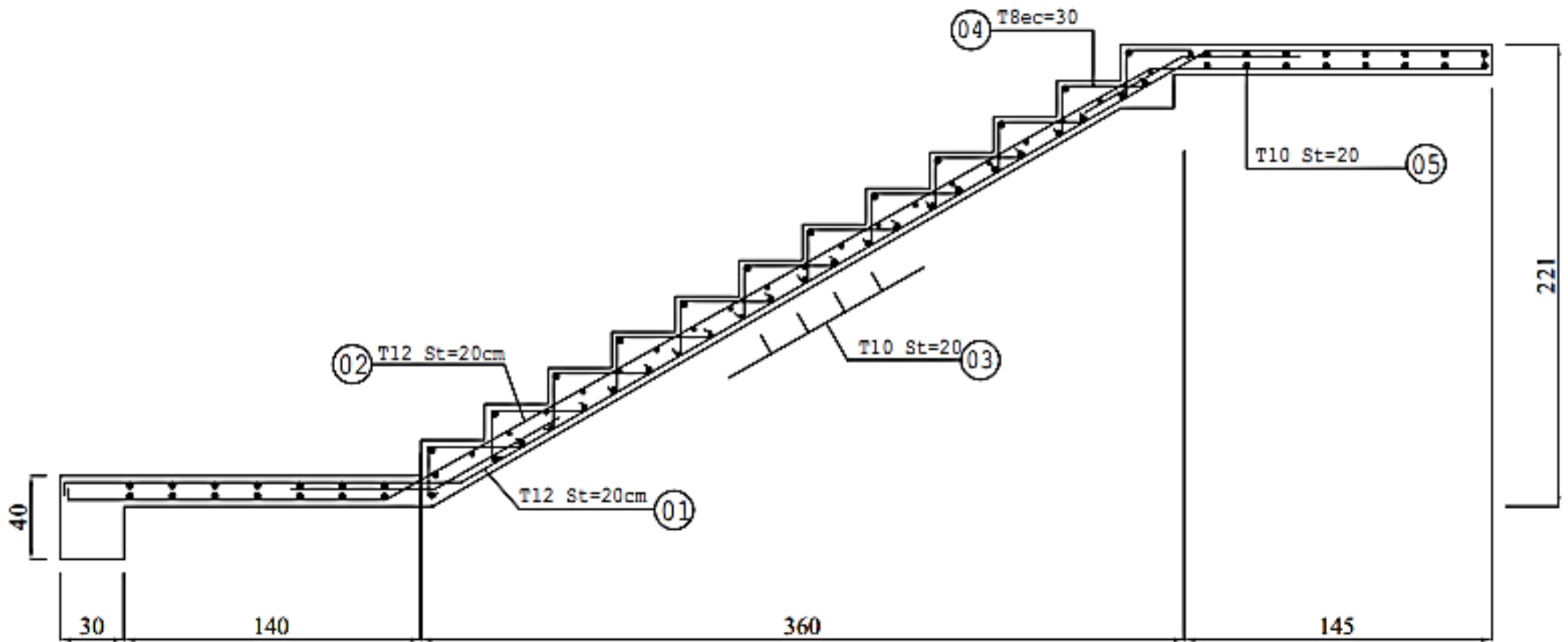
2019-2020



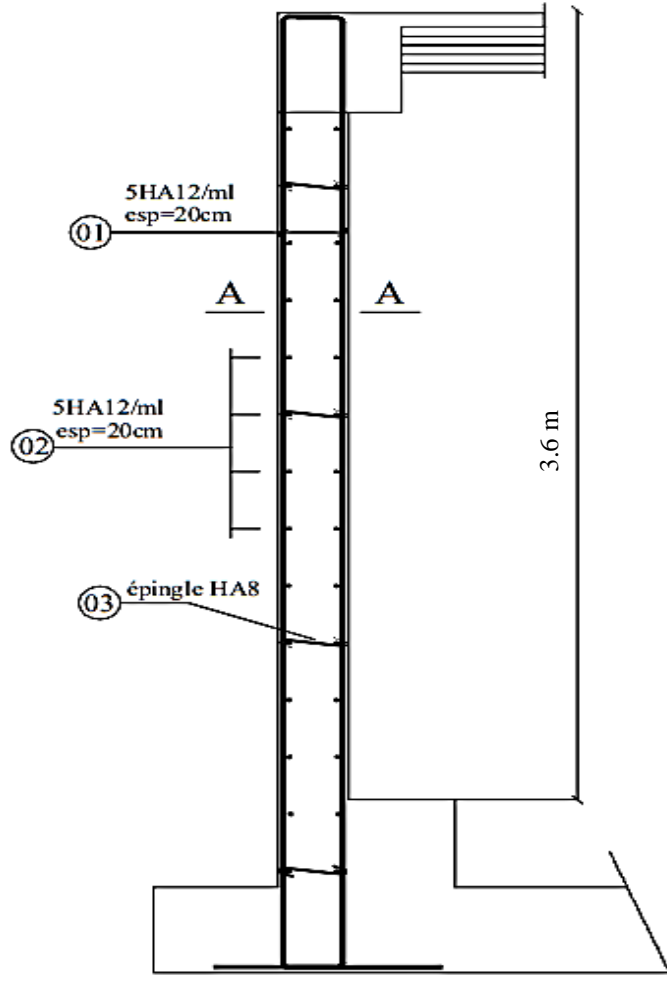
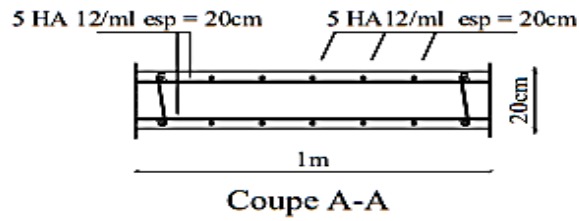








Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou		Faculté Du Génie De La Construction Département Génie Civil	
Etudié par : M ^{lle} Bouslimani Sonia M ^{lle} Hacid Kenza	Plan de ferrailage d'escalier		Echelle
Dirigé par : M ^r Hamizi .M	1^{er} type		2020



UNIVERSITE MOULUD MAMMERI
DE TIZI OUZOU

Faculté du de la construction
Département Génie Civil

Etudié par :

M^{lle} Bouslimani Sonia

M^{lle} Hacid Kenza

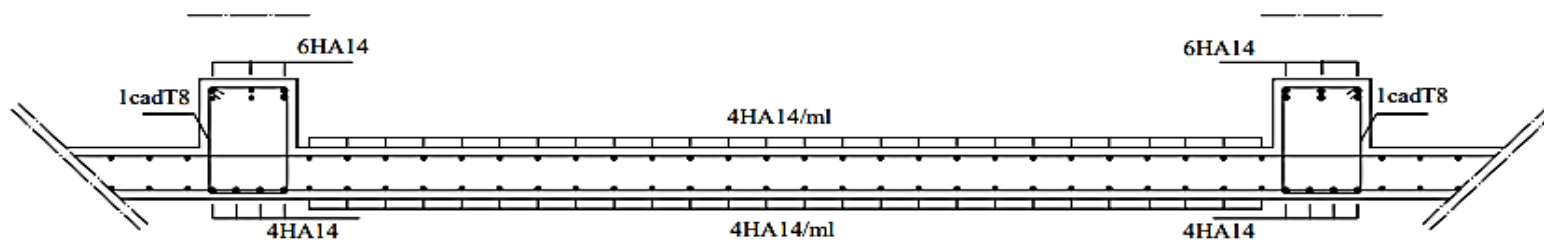
Dirigé par :

M^r Hamizi .M

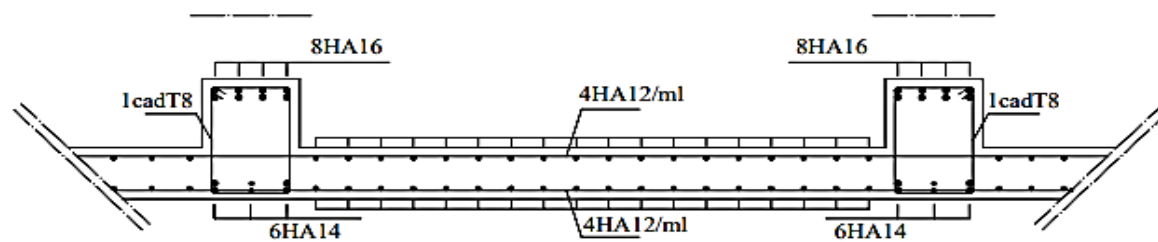
Plan de ferrailage
du voile
périphérique

Echelle

2020

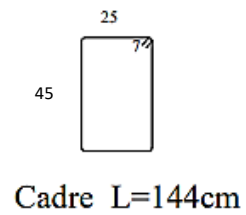
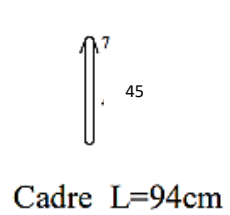
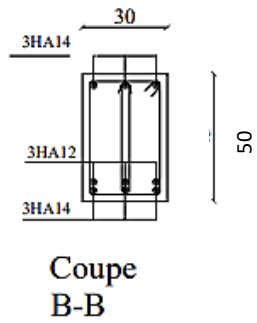
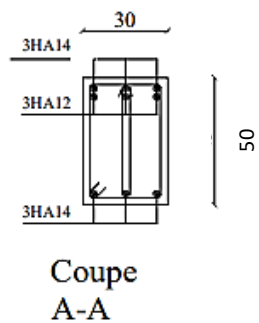
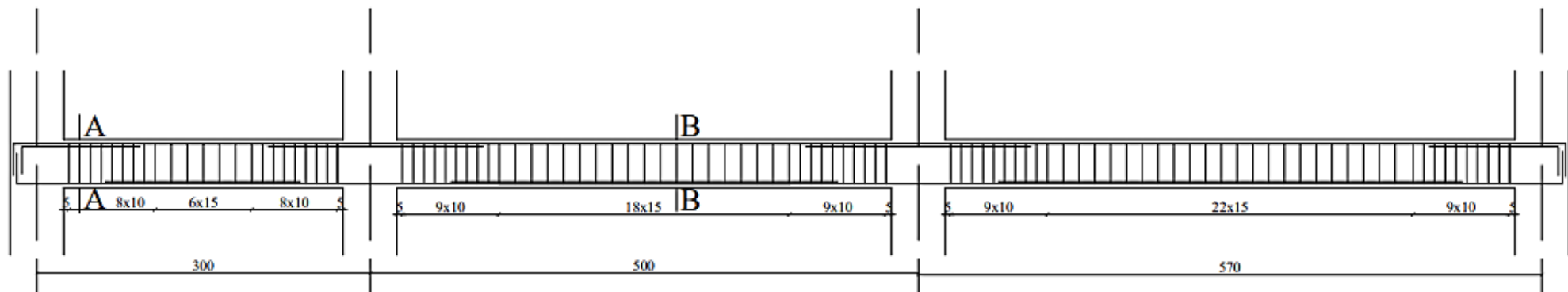


sens X-X

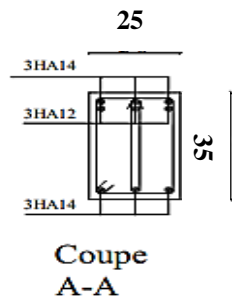
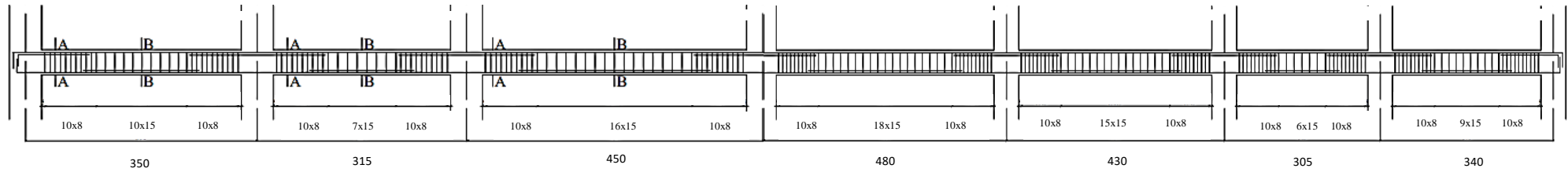


sens Y-Y

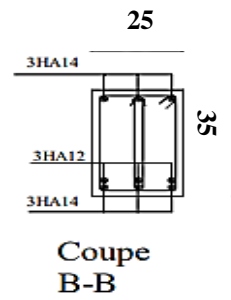
Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou		Faculté Du Génie De La Construction Département Génie Civil	
Etudié par : M ^{lle} Bouslimani Sonia M ^{lle} Hacid Kenza	Plan de ferrailage Du radier		Echelle
Dirigé par :M ^r Hamizi .M			2020



Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou		Faculté Du Génie De La Construction Département Génie Civil	
Étudié par : M ^{lle} Bouslimani Sonia M ^{lle} Hacid Kenza		Plan de ferrailage des Poutres principales	
Dirigé par : M ^r Hamizi .M		Echelle 2020	



Cadre
L=84cm

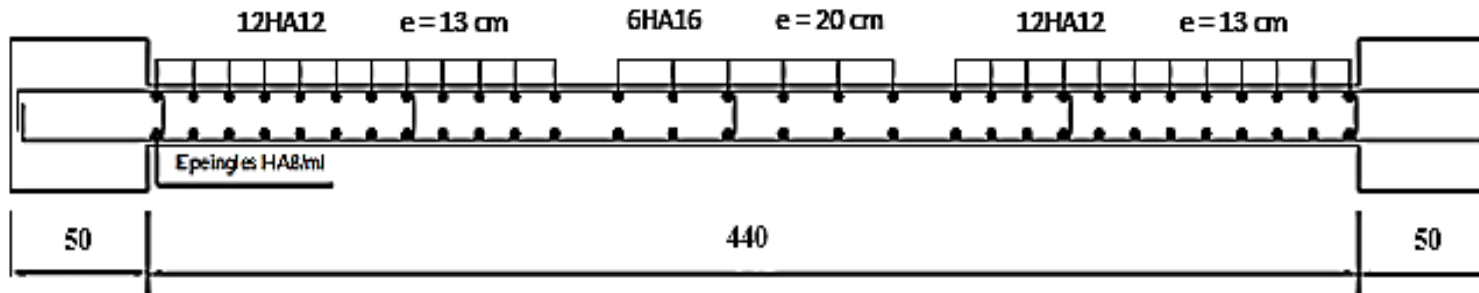


Cadre
L=134cm

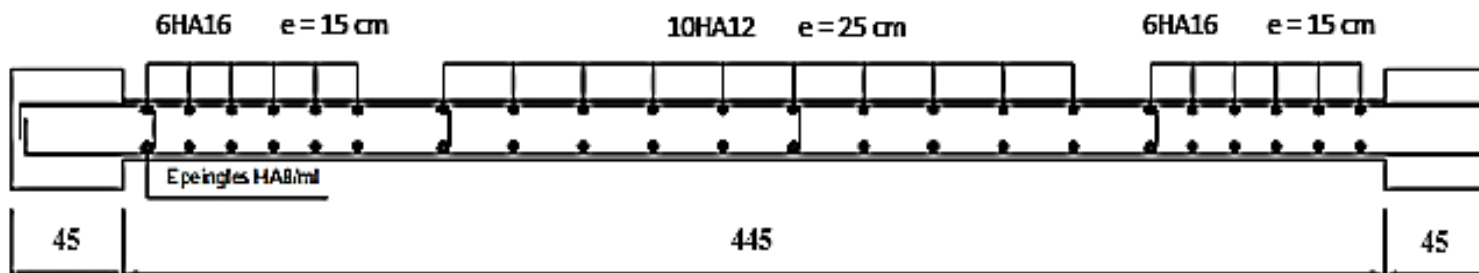


Université Mouloud Mammeri De Tizi Ouzou		Faculté Du Génie De La Construction Département Génie Civil	
Etudié par : M ^{lle} Bouslimani Sonia M ^{lle} Hacid Kenza	Plan de ferrailage des Poutres secondaires		Echelle
Dirigé par : M ^r Hamizi .M			2020

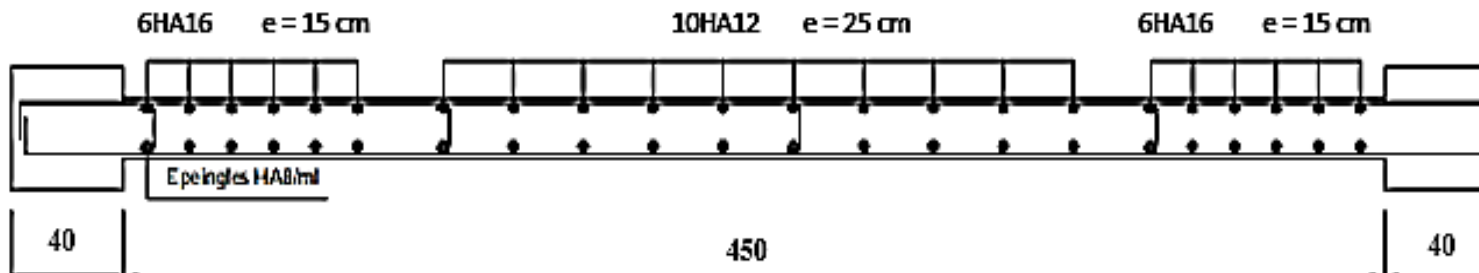
VL10



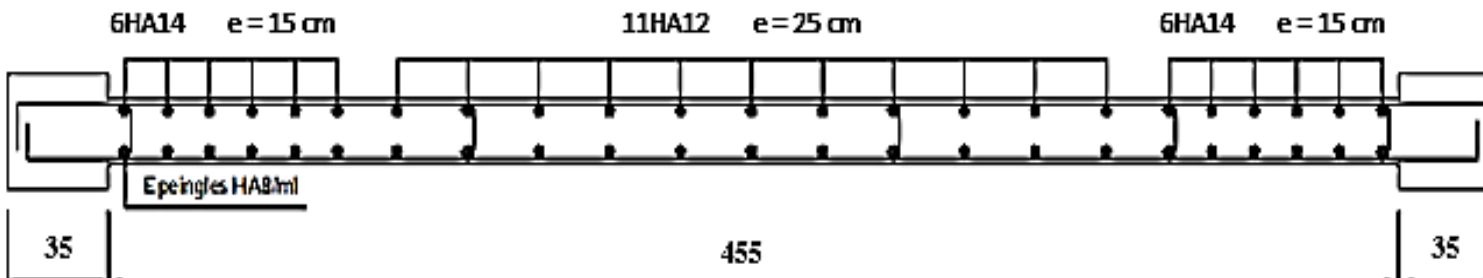
Zone 1



Zone 2

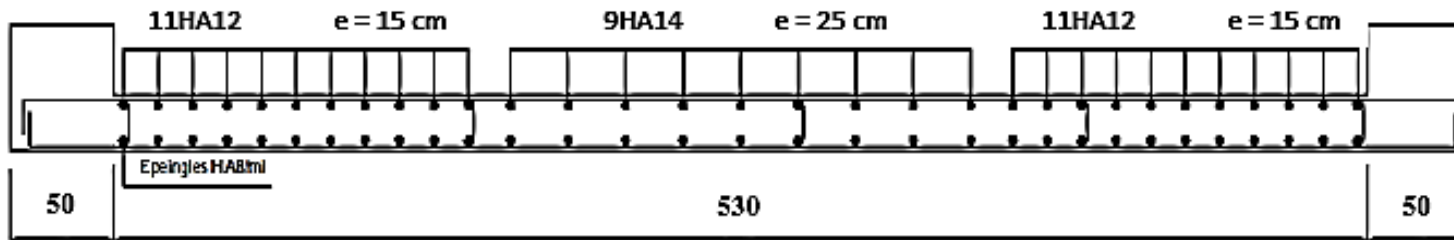


Zone 3

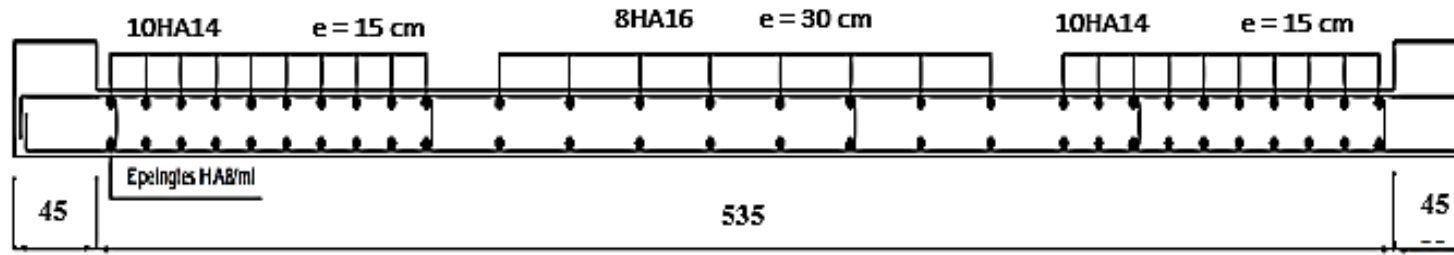


Zone 4

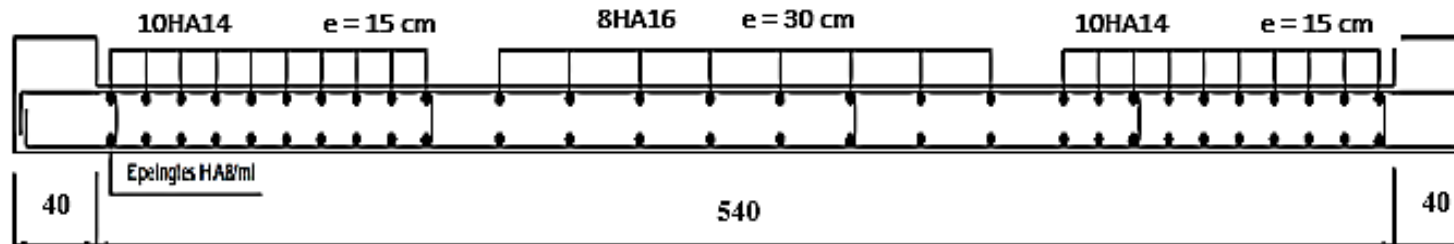
VT1



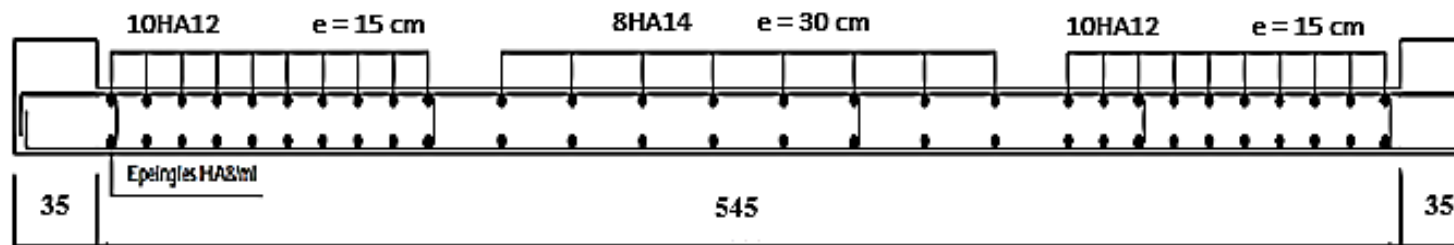
Zone 1



Zone 2



Zone 3



Zone 4

