

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme de Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+5+4 entre sols) à usage d'habitation contreventé
par un système mixte (Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^r BENOUADFEL Samir
M^r BOUZAD Amar

Promoteur :

M^r HAZAM. M

Jury:

M^r BRARA. A
M^{elle} MEZIANI

Promotion 2011-2012

Remerciements

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde Gratitude et nos vifs remerciements :

Avant tous, à Allah le tout puissant pour nous avoir donné La force et la patience pour mener à terme ce travail.

A nos familles, et nos amis qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toute la période de nos études.

A M^r HAZZAM notre promoteur, pour avoir encadré notre travail.

Aux membres de jury, qui nous ont fais l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.

Nous n'oublions pas aussi tous les enseignants qui ont contribué à notre formation et M^r MEKLAT Akli

A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.

Amar et Samir

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

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 soutenue 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 mes très chers grands parents.

A mes très chers frères Yacine, Mouhoub et son épouse Noura.

A mes très chers sœurs Taklit et Nabila.

A mes cousins et mes cousines.

A mes tantes et mes oncles.

A toute ma famille.

A mon binôme Amar et sa famille.

A ma cher Naima.

A mes copains de chambre A217 Hani et Azedine et Hamza.

A Zahir, Toufik, Sami, et la chambre A216.

Et a tous mes amis sans exception.

Samir.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*A mes très chers parents pour toute l'aide qu'ils
n'ont cessé de me donner.*

A ma très chère grand-mère.

*A mes très chers frères Khaled, Idriss, Walid et en
particulier Imad.*

A mes sœurs Sakina et Ibtissam

A mes cousins et mes cousines

A mes tantes et mes oncles

A toute ma famille

A mon binôme Samir et sa famille

*A mes copains de chambre Cherif, Fadhal et à
tous mes amis sans exception*

Amar.

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

Au : Section d'aciers à l'ELU.

At : Section d'armature transversale.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B : La largeur (m).

C : Constante de compressibilité.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

C_r : Cohésion réduite.

D : Diamètre.

D_e : Hauteur d'ancrage équivalente (m).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, Séisme.

E_b : Module de déformation longitudinal de béton.

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours).

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force.

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

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

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : La hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

H_c : La profondeur critique (m).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable (d'exploitation).

Q : Facteur de qualité

L : Longueur ou portée.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

N_{c max}, N_{q max} : Termes de portance pour les fondations profondes.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N_r : Poids du radier (KN).

N : Effort normale du aux charges verticales.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).
P_{radier} : Poids du radier (KN).
Q_P : Résistance de pointe d'un pieu.
Q_S : Frottement latéral.
Q_I : Charge limite d'un pieu.
R : Coefficient de comportement global.
S : Section.
S_r : Surface du radier (m²).
S_t : Surface totale du bâtiment (m²).
St : Espacement des armatures.
T : Effort tranchant.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.
V : Effort tranchant.
V_{ser} : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite de service.
V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.
W : Poids propre de la structure.
W_{Qi} : Charges d'exploitation.
W_{gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.
X, Y et Z : Coordonnées en général.
Z : Coordonnée d'altitude, bras de levier
Z : Profondeur au dessous de la fondation (m).
a : Une dimension (en général longitudinale) .
b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre
d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.
d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée.
e : Excentricité, épaisseur.
f : Flèche
fe : Limite d'élasticité
h_t : Hauteur total du radier (m).
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.
σ_s : Contrainte de compression dans l'acier
v : Coefficient de poison
σ : Contrainte normale.
γ_h : Poids volumique humide (t/m³).
γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m³).
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).
q_{s max} : Frottement latéral unitaire limite
q : Contrainte transmise par la structure au sol (bars).

q_u : Contrainte effective de rupture de la semelle (bars).

q : Contrainte transmise au sol par la structure (bars).

k_c : Coefficient de portance.

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

α : Coefficient dépendant de la nature de sol.

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

σ_v : Contrainte verticale due au sol au niveau de la base de la fondation.

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente.

σ_H : Contrainte totale horizontale au niveau de l'essai.

σ_v : Contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

K_0 : Coefficient de pression des terres au repos.

q_{ref} : Contrainte de référence appliquée par la semelle au sol

q_u : Contrainte ultime (limite, de rupture) du sol.

γ_q : Coefficient de sécurité.

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme des déformations limites (ELU)	6
Figure I.2 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	12
Figure I.3 : Diagramme des contraintes - déformations pour le béton	13
Figure II.1 : Plancher à corps creux	20
Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle	20
Figure II.3 : Disposition et repérage des poutrelles	21
Figure II.4 : Figure II. 4 : Plancher terrasse	21
Figure II.5 : Plancher étage courant	22
Figure II.6 : dalle pleine (balcon)	24
Figure II.7 : Mur extérieur	25
Figure II.8 : Schéma de l'escalier	26
Figure II.9 : Schéma statique d'un escalier à deux volées	26
Figure II.10 : schéma de l'acrotère	29
Figure II.11 : Hauteur libre d'étage	31
Figure II.12 Vue en plan d'un voile	32
Figure II.13 schéma statique de la décente de charge	33
Figure II.14 surface revenant au poteau C-5	34
Figure II.15 surface revenant au poteau D-7	37
Figure III.1 : schéma statique de la poutrelle	46
Figure III.2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées	46
Figure III.3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	47
Figure III.4 : Schéma statique de la poutrelle type 4	49
Figure III.5 : Schéma statique de la poutrelle type 5	57
Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle type 9	58

Figure III.7 : Schéma statique de la poutrelle type 1	59
Figure III.8 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression	57
Figure III.9 : Schéma d'une dalle sur trois appuis (Type1)	76
Figure III.10 : Schéma de ferrailage balcon sur trois appuis	82
Figure III.11 : Schéma d'une dalle sur trois appuis (Type2)	82
Figure III.12 : Schéma de ferrailage balcon sur trois appuis(Type2)	83
Figure III.13 : Coupe en plan de l'escalier à calculer	84
Figure III.14 : schéma statique	84
Figure III.15 : Chargement affecté à l'escalier	85
Figure III.16 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU	86
Figure III.17 : Schéma de section à ferrailer	87
Figure III.18 : Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS.....	89
Figure III.19 : Schéma de Ferrailage de l'escalier	93
Figure III.20 : Schéma statique du la poutre palière	94
Figure III.21 Section creuse équivalente	97
Figure III.22 Ferrailage de la Poutre palière	99
Figure III.23 Schéma statique du chainage	99
Figure III.24. Ferrailage de la Poutre de chainage	103
Figure III.25. Acrotère	103
Figure III.26. Section à ferrailer	106
Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère	110
Figure IV.1 : spectre de réponse	117
Figure IV.2 : Disposition des voiles	120
Figure IV. 3 : 1 ^{ere} mode de déformation (translation suivant x-x)	121
Figure IV.4 : 2 ^{eme} mode de déformation (translation suivant y-y)	121
Figure IV.5 : 4 ^{eme} mode de déformation (torsion au tour de z-z)	122

Figure V.1 : Schémas de la zone nodale	132
Figure V.2 : Section d'un poteau	138
Figure V.3 : Disposition des armatures des poteaux	141
Figure V.4 : schéma de ferrailage des poteaux	142
Figure V.5 : 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)	144
Figure V.6 : Dispositions constructives des portiques	145
Figure V.7 : Les moments sur la zone nodale	151
Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales des entre sol, RDC et les étages courants	153
Figure V.9 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires des entre sol, RDC et les étages courants	154
Figure. V.10 : Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse	154
Figure. V.11 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse	155
Figure .V.12 : Disposition des armatures dans les voiles	156
Figure V.13 : Schéma de répartition des voiles	157
Figure. V.14 : Schéma d'un voile plein	158
Figure V.16 : schéma de ferrailage d'un voile	165
Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée	167
Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante	168
Figure VI.3 : Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée	170
Figure VI.4 : Dalle sur quatre appuis	172
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier	176
Figure VI.6 : Sollicitations sur les nervures transversales	178
Figure VI.7 : Sollicitations sur les nervures longitudinales	178
Figure VI.8 : Section de la nervure	180
Figure VI. 9 : Schéma de ferrailage de la nervure	182

Figure VI.10 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée	185
Figure VI.11 : Schéma du mur de soutènement	186
Figure VI.12 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU	186
Figure VI.13 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS	187
Figure.VI.14 : panneau le plus sollicite	187
Figure VI.15 : Schéma du ferrailage du mur soutènement	190

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers	16
Tableau I.2 : L'enrobage des armatures	18
Tableau II.1 : tableau récapitulation des résultats de la décente de charge (poteau C-5)	35
Tableau II.2 : tableau récapitulation des résultats de la décente de charge (poteau D-7)	39
Tableau II.3 : résultats de vérification à la compression simple	41
Tableau II.4 : résultats de vérification au flambement	43
Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles	48
Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	49
Tableau III.3 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4)	56
Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)	56
Tableau III.5 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4).....	56
Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4).....	57
Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5).....	57
Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 5).....	57
Tableau III.9 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 5)	58
Tableau III.10 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 5)	58
Tableau III.11 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 9)	58

Tableau III.12 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 9)	58
Tableau III.13 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 9)	59
Tableau III.14 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 9)	59
Tableau III.15 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 1)	59
Tableau III.16 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 1)	60
Tableau III.17 : Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau	60
Tableau III.18 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux	61
Tableau III.19 : Calcul des armatures principales	65
Tableau III.20 : Vérification de cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU	67
Tableau III.21 : vérification des contraintes à L'ELS	69
Tableau III.22 : Schéma de ferrailage des poutrelles	74
Tableau III.23 : Ferrailage du balcon sur trois appuis	79
Tableau III.24 : Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis	80
Tableau III.25 : Ferrailage du balcon sur trois appuis	83
Tableau III.26 : Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis	83
Tableau III.27 : Résultats de ferrailages	87
Tableau III.28 : Vérification des contraintes à l'E.L.S	91
Tableau III.29 : Vérification de la flèche à l'E.L.S	92
Tableau III.30 : Les sollicitations de la poutre palière	95
Tableau III.31 : Calcul des armatures principales	95
Tableau III.32 : Vérification des contraintes à l'E.L.S	98
Tableau III.33 : Calcul des armatures principales	101

Tableau III.34 : Combinaison d'action	105
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	114
Tableau IV.2 : Poids des différents niveaux	116
Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques des planchers corps creux	118
Tableau IV.4 : caractéristiques des nœuds mètres	120
Tableau IV.5 : Période de vibration et taux de participation massique	123
Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction sous charges verticale	124
Tableau IV.7 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales	125
Tableau IV.8 : Vérification de l'effort tranchant à la base	126
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements de la structure	126
Tableau IV.10 : Vérification a L'effet $P-\Delta$	128
Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit	129
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA99/version2003	132
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux	134
Tableau V.3 : Les Armatures longitudinales dans les poteaux	134
Tableau V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux	136
Tableau V.5 : Vérification du flambement des poteaux	138
Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton	139
Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles	139
Tableau V.8 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA	146
Tableau V.9 : Armatures longitudinales des poutres	146
Tableau V.10 : Vérification de l'effort tranchant	148

Tableau V.11 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	149
Tableau V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	149
Tableau V.13 : Moment résistant dans les poteaux	152
Tableau V.14 : Moment résistant dans les poutres	152
Tableau V.16 : Ferrailage des voiles V_1	160
Tableau V.17 : Ferrailage des voiles V_2	161
Tableau V.18 : Ferrailage des voiles V_3	162
Tableau V.19 : Ferrailage des voiles V_4	163
Tableau V.20 : Ferrailage des voiles V_5	164
Tableau VI.1 : Résumé des résultats de ferrailages	174
Tableau VI.2 : vérification des contraintes à l'ELS	175
Tableau VI.3 : Ferrailage du panneau du radier	175
Tableau VI.4 : vérification des contraintes	175
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU)	178
Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)	178
Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU)	178
Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELS)	179
Tableau VI.9 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier	180
Tableau VI.10 : vérification des contraintes à l'ELS	181
Tableau VI.11 : Résumé des résultats de ferrailage du mur	188
Tableau VI.12 : vérification des contraintes dans le mur à l'ELS	189

Sommaire

Introduction	1
Chapitre I : Généralités.	
I.1- Introduction	2
I.2- Présentation de l'ouvrage	2
I.3- Implantation de l'ouvrage	2
I.4- Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
I.5- Système de contreventement	2
I.6- Les éléments structuraux	3
I.7- Les éléments non structuraux	3
I.8- Les Caractéristiques du sol	3
I.9- Regularité de la structure	4
I.10- Reglementations et normes utilisées	4
I.11- Les etats limites	5
I.12- Hypotheses de calcul	5
I.13- Les actions	7
I.14- Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisées	10
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments.	
II.1 -Introduction	19
II.2- pré-dimensionnement des éléments secondaires	19
II.3 - Pré dimensionnement des éléments principaux	26

II.4- Descente de charge	33
II.6- Conclusion	43

Chapitre III : Etude des éléments secondaires.

III.1- Introduction	44
III.2- Calcul des Planchers	44
III.3- Les escaliers	84
III.4- Calcul des chaînages	99

Chapitre IV : Etude sismique.

IV.1- Introduction	111
IV.2- Objectifs et exigences	111
IV.3- Méthode de calcul	112
IV.4- Analyse sismique de la structure	112
IV.5- Conclusion	129

Chapitre V : Etude des éléments principaux.

V.1- Introduction.....	131
V.2- Etude des poteaux.....	131
V.3- Etude des poutres.....	143
V.4- Etude des voiles.....	155
V.5- Conclusion	165

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

VI.1- Introduction	166
VI.2- Choix du type de fondation	166

VI.3- Etude du mur de soutènement	185
VI.3- Conclusion	190

Conclusion générale.....	191
---------------------------------	------------

Bibliographie.

Annexes.

Introduction :

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale. C'est pourquoi la plupart des nations n'est pas protégée contre les tremblements de terre et leurs conséquences économiques et humaines.

Le mouvement sismique a pour effets d'induire dans le sol et les ouvrages des forces d'inerties importantes et rapidement variables. Son action s'exerce donc d'une manière fondamentalement dynamique.

A cet effet l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique), il doit en outre tenir compte de différents facteurs tels que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Dans l'analyse et le dimensionnement des structures, l'ingénieur doit appliquer le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, son choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le présent travail consiste en une étude d'un bâtiment R+5+4 entre sol à usage d'habitation contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments principaux.
- Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure

Et on termine par une conclusion générale.

Tous les calculs ont été menés en utilisant différents codes de calcul et de conception, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

I.1 INTROUCTION

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, l'ingénieur en génie civil doit prendre en considération dans l'étude de la structure à la fois le facteur sécuritaire et économique. A cet effet en consacre ce chapitre de généralités pour donner les caractéristiques des matériaux utilisés pour la réalisation de notre projet et une description de cette dernière, ainsi quelques rappelles de calcul des structures en béton armé.

I.2 PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié consiste à l'étude d'un immeuble à usage d'habitation collectives en (R + 5 + 4 entre sol). Classé dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne, selon la classification de **RPA 99 version 2003 (article 3-2)**

I.3 IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage est situé dans la commune, daïra et wilaya de Bejaia à environ 03 Km du chef lieu de wilaya et 01 Km au nord ouest de l'université Targa Ouzemour, au lieu dit **IZOUMBAYENE**, qui est, d'après la classification en zones sismiques des wilayas d'Algérie (**RPA 99 version 2003**), (**IIa**), qui est une zone à moyenne sismicité.

I.4 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE

❖ Hauteur totale du bâtiment	31.3 m
❖ Hauteur du R.D.C	3.06 m
❖ Hauteur d'étage	3.06 m
❖ La largeur du bâtiment	15.50 m
❖ La longueur du bâtiment	26.65 m

I.5 SYSTEME DE CONTREVENTEMENT

Selon l'article (3-6-A-1.a) du **RPA 99 version 2003** pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone (**IIa**), il est indispensable d'introduire des voiles porteurs, c'est pour cette raison que nous optons pour un système de contreventement mixte (portiques-voiles) avec justification d'interaction portique-voile qui doit vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Les voiles de contreventement ne doivent pas reprendre plus de 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.

I.6 LES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **Les planchers** : ce sont des aires- généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment, sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- **les escaliers** : ce sont des éléments permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé, coulés sur place.
- **Les poutres** : sont des éléments horizontaux, ce sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant.
- **Les poteaux** : ce sont des éléments verticaux qui permettent de reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure.
- **L'infrastructure** : Elle sera réalisée en béton armé et assure les fonctions suivantes :
 1. Transmettre les charges horizontales et verticales au sol.
 2. Limiter les tassements.
 3. réaliser l'encastrement de la structure à la base.
- **Les balcons** : son des éléments horizontaux qui seront réalisés en dalle pleine.

I.7 LES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

- **L'acrotère** : est réalisé en béton armé, encastres à sa base au plancher terrasse.
- **La maçonnerie** : elle comporte deux types :
 1. Les murs extérieurs : sont en double cloisons de 30cm d'épaisseur, réalisés en brique creuse de (15 et 10) cm séparé par une lame d'air de 5cm.
 2. Les murs intérieurs : sont réalisés en simple cloisons de briques creuses de 10cm, leurs fonctions principale est la séparation des espaces sans l'isolation thermique et acoustique.
- **Revêtements** : le revêtement est constitué par :
 1. Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
 2. Carrelage pour les planchers et les escaliers.
 3. Enduit en ciment pour les murs des façades extérieures.
 4. Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

I.8 CARACTERISTIQUES DU SOL

Les résultats tirés du rapport de sol de notre projet sont :

- ❖ La contrainte admissible du sol : $\sigma_{adm} = 1.80 \text{ bar}$

- ❖ Le terrain étudié est constitué d'un remblai reposant sur une couche de limon marneux schisteux friable qui repose sur une troisième couche de schiste friable marneux avec passage de gravier couleur beige

I.9 REGULARITE DE LA STRUCTURE

Selon le **RPA99, version 2003 (article 3.5.1)**, un bâtiment est classé régulière si on respecte les deux critères suivants

I.9.1 Régularité en plan

- ❖ Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis à deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- ❖ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre des rigidités ne dépassant pas 15% de la dimension du bâtiment.
- ❖ La forme du bâtiment doit être compacte avec le rapport longueur/largeur du plancher est inférieure ou égale à 4.
- ❖ Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle de contreventements verticaux pour être considéré indéformable dans leur plan.

Dans notre projet, on remarque que le premier critère n'est pas vérifié, donc le bâtiment n'est pas régulier en plan.

I.9.2

Régularité en élévation

- ❖ Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu.
- ❖ Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants diminue progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- ❖ Dans le cas de décrochement en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Dans notre projet, on remarque que le troisième critère n'est pas vérifié, donc le bâtiment n'est pas régulier en élévation.

Conclusion : selon les deux critères, le bâtiment est classé non régulier en plan et en élévation.

I.10 REGLEMENTATIONS ET NORMES UTILISEES

Notre étude est élaborée et établie suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ❖ Le code de béton armé (CBA93).
- ❖ Le règlement parasismique algérien (RPA 99 révisée 2003).

- ❖ Le béton armé aux états limites (BAEL 91).
- ❖ Le document technique réglementaire charge et surcharge (DTR-BC2.2).
- ❖ Les règles de calcul des fondations superficielles (DTR-BC2.331).

I.11 LES ETATS LIMITES

I.11.1 Définition

Un état limite est un état au delà duquel la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle à été conçue.

I.11.2 Etats limite ultime (ELU)

Le dépassement de cet état conduit à la ruine de la structure. Au-delà de l'état limite ultime, la résistance des matériaux et des aciers sont atteints, la sécurité n'est plus garantie et la structure risque de s'effondrer.

On distingue :

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

I.11.3 Etats limite de service (ELS)

Ce sont les états qui définissent les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

On distingue :

- ❖ Etat limite de compression du béton.
- ❖ Etat limite d'ouverture des fissures.
- ❖ Etat limite de déformation (flèche maximale).

I.12 HYPOTHESES DE CALCUL

(CBA93 article A.4.3.2)

I.12.1 hypothèse de calcul à l'ELU

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ❖ Les sections droites restent planes (le diagramme des déformations est linéaire).
- ❖ Du fait de l'adhérence, toute armature subissant une déformation linéaire, la gaine du béton subit la même déformation.
- ❖ La résistance du béton tendu est négligée.
- ❖ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :

En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\%$

En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$

- ❖ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposé concentrer en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ❖ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots).
- Règle des trois pivots :

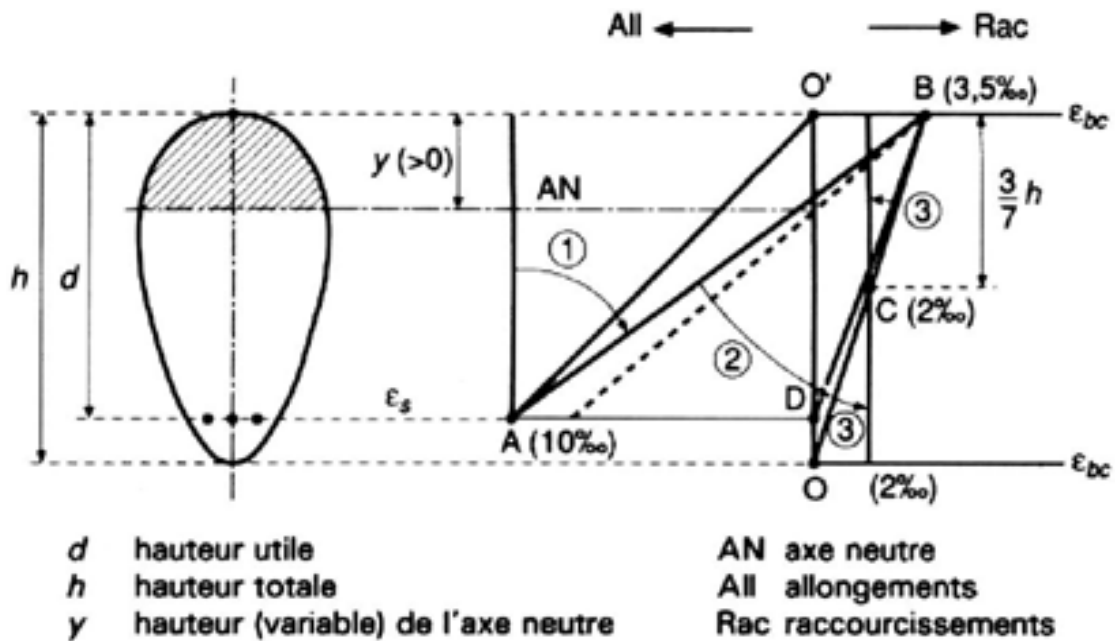


Figure I.1 Diagramme des déformations limites (ELU)

Le diagramme passe par :

- ❖ Le pivot A si $y \leq 0.2596 \times d$
- ❖ Le pivot B si $0.2593 \times d \leq y \leq h$
- ❖ Le pivot C si $y \geq h$

ε_{bc} : La déformation du béton à la compression (le raccourcissement relatif du béton comprimé)

ε_s La déformation de l'acier tendue (dilatation relative de l'acier).

A_s : armature longitudinales dans la zone comprimée.

A'_s : Armature longitudinales dans la zone tendue.

Y : position de l'axe neutre.

Le schéma donne les positions limites des diagrammes des déformations de la section dans l'état limite ultime sollicitation aux différentes sollicitations suivantes :

- La traction pure (traction simple)

- Traction excentrée (flexion composée avec force de traction)
- Flexion simple
- Flexion composée
- Compression pure (compression simple)

Les calculs de dimensionnement sont conduits en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, ou C définis par la (fig. I.1). On distingue trois domaines :

- ❖ Dans le domaine 1, pivot A, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte de l'allongement limite de 10 ‰ de l'armature la plus tendue : la section est soumise à la traction simple, flexion simple ou composée.
- ❖ Dans le domaine 2, pivot B, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 3,5 ‰ de la fibre la plus comprimée : la section est soumise à la flexion simple ou composée.
- ❖ Dans le domaine 3, pivot C, l'état-limite ultime est défini par l'atteinte du raccourcissement limite de 2 ‰ à une distance de la fibre la plus comprimée égale aux 3/7 de la hauteur totale h de la section (comme cela résulte des propriétés des triangles semblables du diagramme ci dessous : celle-ci est entièrement comprimée et soumise à la flexion composée ou à la compression simple.

I.12.2 hypothèse de calcul à l'ELS

(BAEL91 article A.4.5)

- ❖ Conservation des sections planes.
- ❖ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ❖ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ❖ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ❖ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

I.13 LES ACTIONS

Les actions sont les forces directement appliquées sur une construction (charges permanentes, d'exploitations, climatiques, ... etc.) ou résultantes des déformations imposées (retrait, fluage, variation de température, etc.).

I.13.1 Les différents types d'actions

➤ Les Actions Permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- ❖ Le poids propre des éléments de la structure
- ❖ Le poids des revêtements et cloisons.
- ❖ Le poids de poussée des terres et des liquides.
- ❖ Les déformations imposées à la structure.

➤ Les Actions Variables (Q):

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- ❖ Charges d'exploitations appliquées au cours d'exécution.
- ❖ Effet de la température
- ❖ Charges climatiques (vent, neige).
- ❖ Charge non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

➤ Les Actions Accidentelles (FA) :

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible.

Par exemple :

- ❖ Séismes
- ❖ Explosions
- ❖ Chocs
- ❖ Feux

I.13.2 Valeurs de calcul des actions

Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable.

I.13.3 Combinaisons d'action à l'ELU

(CBA93 article A.3.3.2)

➤ Situation durable ou transitoire :

On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + 1,5Q_1 + \sum 1,3 \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,77$ pour les bâtiments à usage courant.

ψ_{0i} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1,35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i \quad (i > 1)$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1i} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

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

$$\psi_{1i} = \begin{cases} 0,15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0,50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0,20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

I.13.4 Combinaisons d'action à l'ELS

(CBA93 article A.3.3.3)

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} Q_i$$

$\psi_{0i} = 0,6$ pour l'effet de la température.

Avec :

G_{\max} : l'ensemble des actions permanentes défavorable.

G_{\min} : l'ensemble des actions permanentes favorable.

Q_1 : action variable de base.

Q_i : action variable d'accompagnement.

I.13.5 Combinaisons de calcul

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

$$\begin{array}{l}
 \text{Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right. \\
 \\
 \text{Situation accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1.2E \text{ pour les structures auto-stables } \mathbf{RPA99} \text{ (article 5.2)} \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.
 \end{array}$$

Avec :

G : action permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : l'action du séisme.

I.14 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX UTILISEES

I.14.1. Béton

➤ Définition

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier..), de l'eau et d'adjuvants (éventuellement).

Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL),

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est mentionné sous la forme de rapport eau-ciment (E/C) est l'une des valeurs caractéristiques les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente, le béton frais devient plus plastique et son ouvrabilité ainsi que sa compactibilité s'améliorent, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible.

Le béton présente les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression,
- Une souplesse d'utilisation,
- Un entretien facile,
- Une bonne résistance aux feux,

- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

➤ Les constituants du béton

➤ Le ciment

C'est un liant hydraulique caractérisé par la propriété de donner avec l'eau une pâte qui se solidifie en passant par un processus chimique.

➤ Les granulats

Ce sont des matériaux inertes provenant de l'érosion des roches ou de leurs concassages, on distingue :

Les granulats naturels utilisés directement sans aucun traitement mécanique préalable.

Les granulats naturels provenant de concassage des roches.

➤ Les adjuvants

Ce sont des produits qui sont ajoutés à faible proportion au béton dont le but est l'amélioration de certaines de ces propriétés.

1.14.1.1 Dosage

Le dosage des constituants d'un béton courant par la méthode de DREUX-GORISSE est :

350kg/m ³	—————→	ciment CEM II (C.P.A325).
174kg/m ³	—————→	sable ($\phi < 5\text{mm}$).
366kg/m ³	—————→	gravier ($\phi < 25\text{mm}$).
140kg/m ³	—————→	eau de gâchage.

1.14.1.2 Caractéristiques du béton

➤ Résistance mécanique à la compression f_{cj}

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite valeur caractéristique requise ; notée f_{c28} .

Cette valeur est mesurée par compression axiale d'un cylindre droit de révolution de diamètre 16cm, et de hauteur de 32cm, pour un granulat de grosseur au plus égale à 40mm.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

❖ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa.

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

❖ Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{cases} \quad (\text{CBA93 article A.2.1.1.1})$$

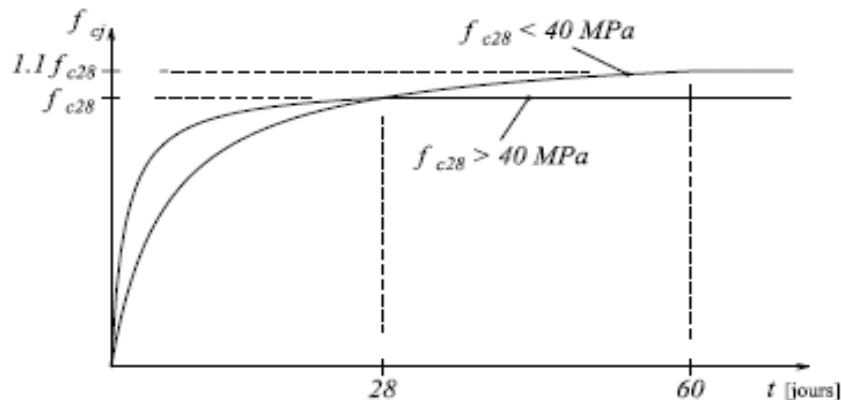


Figure I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CEM II), la résistance moyenne f_{c28} . Comprise entre 22 et 25 MPa.

On prend $f_{c28} = 25$ MPa.

➤ **Résistance à la traction f_{tj} :**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- ❖ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ❖ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par les relations :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{CBA93 Article A.1.2.1.2})$$

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

➤ **Valeurs de calcul à la compression**

❖ **Contrainte limite à l'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article A.4.3.4)}$$

Avec :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{Pour les situations durables ou transitoires.} \\ 1.15 & \text{Pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

$$\theta = \begin{cases} 1 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} > 24\text{h.} \\ 0.9 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action est} \\ & \text{comprise entre 1h et 24h.} \\ 0.85 & \text{Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action} < 1\text{h.} \end{cases}$$

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges longtemps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application ($q = 0,85$).

➤ Diagramme des contraintes- déformations

BAEL91 (Article A.4.3.4)

Ce diagramme peut être utilisé dans tous les cas. Il est constitué par un arc de parabole du second degré, prolongé en son sommet par un palier horizontal (fig I.3).

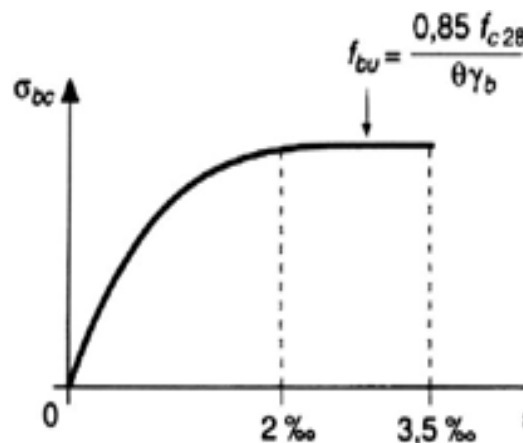


Figure I.3 Diagramme des contraintes - déformations pour le béton

Le diagramme (parabole rectangle) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif à la fibre la plus comprimée est limité à :

- $2^0/00$: en compression simple ou en flexion composée avec compression.
- $3.5^0/00$: en flexion simple ou composée.

$$\text{Pour } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00 \quad f_{bc} = 0.25 f_{bu} \times 10^3 \varepsilon_{bc} (4 \times 10^3 \varepsilon_{bc})$$

$$2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \quad f_{bc} = f_{bu} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\theta} \times \gamma_b$$

❖ Contrainte limite à l'ELS

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

➤ Module de déformation longitudinale du béton

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24h, nous définissons le module de déformation instantanée du béton :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1)}$$

Pour des charges de longue durée d'application, le module de déformation différée du béton à j jours est : $E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$

Pour les vérifications courantes : j > 28 jours on a $E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}}$

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2)}$$

Pour $f_{c28}=25\text{Mpa}$ on a :

$$E_{i28} = 32164.20 \text{ Mpa}$$

$$E_{v28} = 10818.86 \text{ Mpa}$$

➤ Coefficient de Poisson

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur l , à des efforts de compression, il se produit non seulement un raccourcissement longitudinal, Δl mais également un gonflement transversal. Si a est la dimension initiale du côté de l'éprouvette, cette dimension devient $a + \Delta a$ et la variation unitaire est $\frac{\Delta a}{a}$.

On appelle coefficient de poisson le rapport :

$$\frac{\frac{\Delta a}{a}}{\frac{\Delta l}{l}} = \nu = \frac{\text{Variation unitaire du côté de la section}}{\text{Raccourcissement unitaire}}$$

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\nu = \begin{cases} 0.2 & \text{(ELS)} \\ 0 & \text{(ELU)} \end{cases} \quad \text{(CBA93 Article A.2.1.3)}$$

➤ Contrainte ultime de cisaillement (du béton)

Dans le cas où les armatures d'âme sont droites ou comportent à la fois des barres droites et des barres relevées, d'après l'article A.5.2.11 de BAEL91 on a :

$$\begin{cases} \tau_{\text{adm}} = \min (0.20 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{\text{adm}} = \min (0.15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

Dans notre cas on a $f_{c28}=25\text{Mpa}$ donc :

$$\begin{cases} \tau_{\text{adm}}=3.33\text{Mpa} & \text{fissuration peu nuisible.} \\ \tau_{\text{adm}}=2.50\text{Mpa} & \text{fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

I.14.2. Aciers

➤ Définition

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton ne pourrait pas supporter seul.

➤ Différents types d'aciers

❖ Les treillis soudés

Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement

❖ Les ronds lisses

Ce sont des barres laminées de sections circulaires.

❖ Les barres de haute adhérence

Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

I.14.2.1. Caractéristiques mécaniques des aciers

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

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

➤ Nuances d'aciers utilisés

❖ **Longitudinalement :** On utilise des barres de haute adhérence de nuance FeE400, de limite d'élasticité de 400 MPa.

❖ **Transversalement :** On utilise des ronds lisses de nuance FeE235, de limite d'élasticité de 235 MPa.

❖ **Les treillis soudés :** on adoptera la nuance FeE235 avec un diamètre de 6mm.

I.14.2.2. Contrainte de calcul aux états limites

a) à l'Etat Limite Ultime :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad ; \quad \text{et } \gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

Pour notre cas : $\sigma_s = \begin{cases} 348 \text{ MPa} & \text{Pour une situation courante.} \\ 400 \text{ MPa} & \text{Pour une situation accidentelle.} \end{cases}$

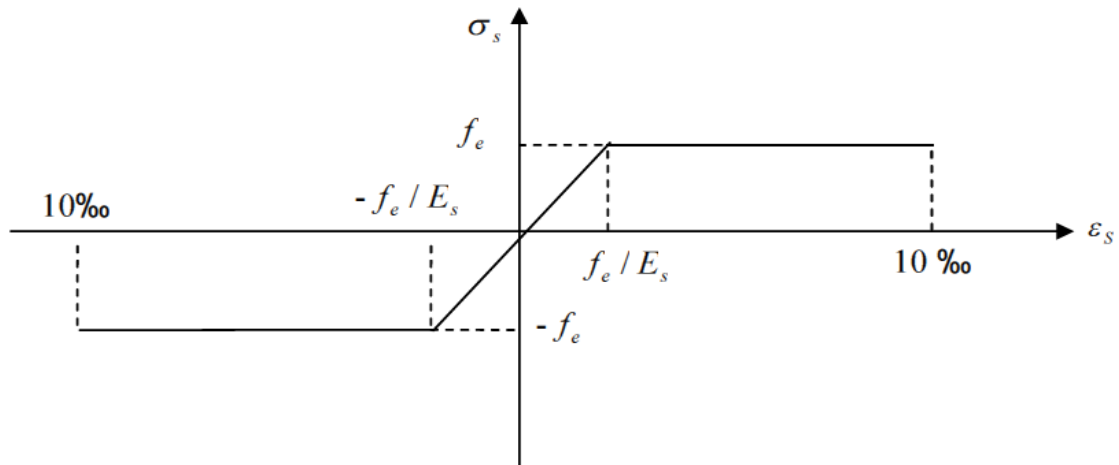


Figure I.4 diagramme contrainte déformation

(CBA93 Article A.4.3)

b) A L'Etat Limite de Service

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

- **Fissuration peu nuisible :**

Il n'y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposée par l'ELU.

- **Fissuration préjudiciable :**

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier R L

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

- **Fissuration très préjudiciable :** (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 110 \times \eta\right)$$

I.14.2.3. Protection des Armatures :

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de l'enrobage
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Tableau I.2 : L'enrobage des armatures

Ce tableau montre l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

(1) Cet enrobage de 5 cm peut être réduit à 3 cm si, soit les armatures, soit le béton, sont protégés par un procédé dont l'efficacité a été démontrée.

(2) La valeur de 3 cm peut être ramenée à 2 cm lorsque le béton présente une résistance caractéristique supérieurs à 40MPa. En effet, l'efficacité de la protection apportée par l'enrobage est fonction de la compacité du béton, laquelle croit avec sa résistance.

II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par des lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Les éléments de la structure doivent avoir une section minimale pour pouvoir reprendre et transmettre les efforts sollicitant aux fondations et au sol, pour cela nous nous référons aux recommandations du (RPA99 /Version 2003), (BAEL 91) et au (CBA 93).

La transmission des charges suit la chaîne suivante :

Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux+voiles → fondations → sol.

II.2. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRE

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventement.

II.2.1. les planchers

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement. Les planchers isolent aussi du point de vue thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies.

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour des planchers en corps creux pour les étages courants ; dalle pleine pour les portes à faux.

II.2.1.1. le plancher a corps creux

a. Définition

Le plancher à corps creux est composé de corps creux, de poutrelles et de dalle de compression. L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{Art : 6.8.4.2.4 CBA93})$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles adoptées (longueur max entre deux poutres principales).

h_t : hauteur total du plancher.

L_{\max} étant égale à 475 cm (475-30) $h_t \geq \frac{445}{22.5} h_t \geq 19.77 \text{ cm}$

On opte pour un plancher (16+4) ; 16 cm pour le corps creux et 4 cm pour la dalle de compression.

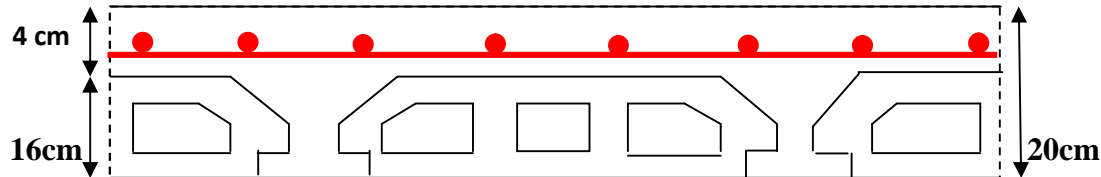


Figure II.1 : Plancher à corps creux

b. Pré dimensionnement des Poutrelles

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

Les poutrelles sont considérées comme poutres continues semi encastées elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis.

b : largeur de la table de compression

b_0 : largeur de la nervure

L_x : distance entre nue de deux poutrelles successive

L_y : distance entre axes d'appuis des poutrelles principales

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

h_t : hauteur totale de la poutrelle

b_0 : (0,4 à 0,8) h_t \longrightarrow $b_0 = (10 \text{ à } 20 \text{ cm})$

Donc on prend : $b_0 = 10 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$

$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm}$

$L_y = 475 - 30 = 445 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min (55/2, 445/10)$ **CBA93 (art: A.4.1.3)**

$b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$b = 2 b_1 + b_0$

$b = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$

Donc on prend : $b = 65 \text{ cm}$

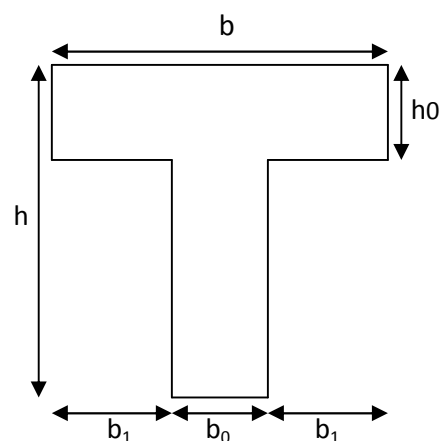


Figure II.2 : schéma d'une poutrelle

c. Disposition des poutrelles

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivant :

Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Pour notre projet, les poutrelles sont disposées de manière à satisfaire les deux critères, comme indiquée sur la figure ci-après :

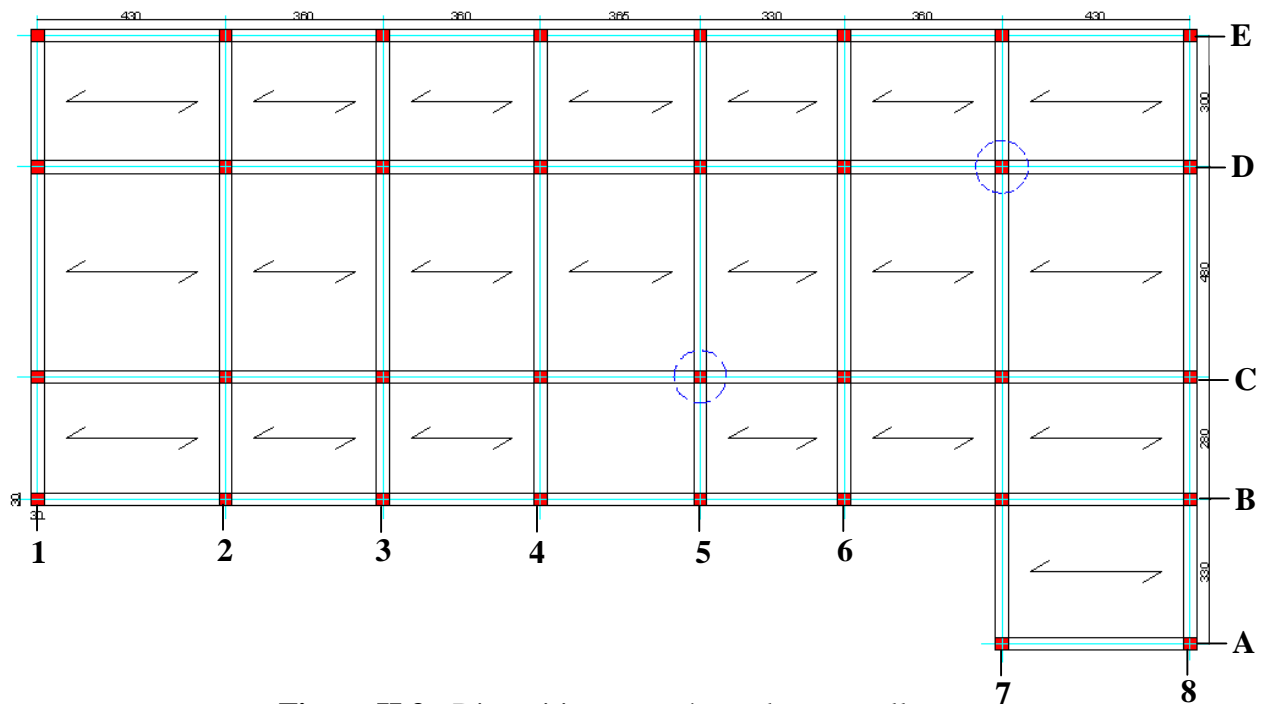


Figure II.3 : Disposition et repérage des poutrelles

d. Evaluation des charges des planchers terrasse et étage courant

❖ **Plancher terrasse**

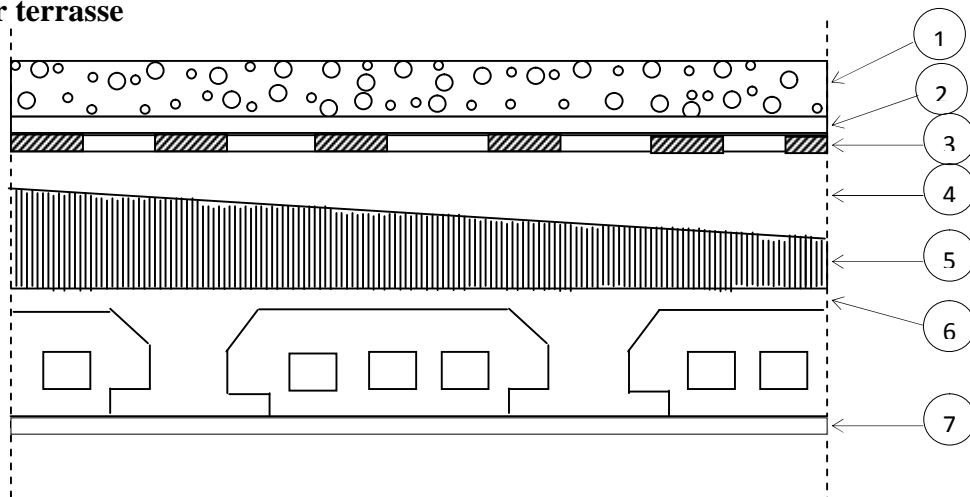


Figure II.4 : Plancher terrasse

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids (KN/m ²) "G"
1	Protection lourde en gravier	0,05	20	1,00
2	Etanchéité multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique en polystyrène	0,04	0,25	0,10
4	Couche pour vapeur en fente bitumée	0,007	/	0,03
5	Forme de pente	0,10	22	2,20
6	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,80
7	Enduit en plâtre	0,015	10	0,15
				$\Sigma = 6.40$

- La charge permanente totale estimée est : $G = 6.40 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation à prendre dans le cas d'une terrasse inaccessible est estimée à : $Q = 1.0 \text{ KN/m}^2$.

❖ **Plancher étage courant :**

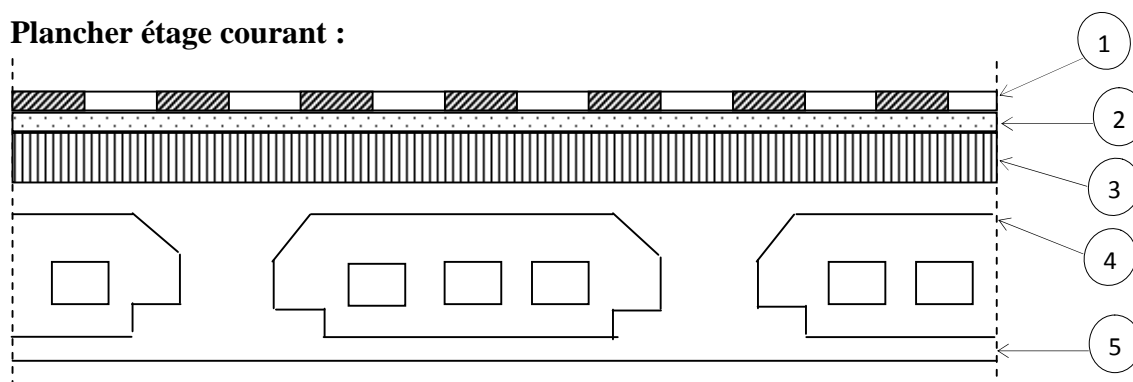


Figure II. 5 : Plancher étage courant

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (K/m ³) " γ "	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle de corps creux (16+4)	0.20	/	2.80
5	Enduit en mortier ciment	0.02	10	0.20
6	Cloisons de séparations	0.10	10	1
				Σ = 5.20

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 5.20 KN/m²**.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation à prendre sur le plancher de RDC est : **Q = 2.5 KN/m²**.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation à prendre sur les autres planchers d'étage courant est : **Q = 1.5 KN/m²**.

II.2.1.2. Les dalles pleines

a. Définition

Une dalle pleine est un élément à contour divers dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements.

❖ Critère de résistance :

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour une dalle sur un seul appui.}$$

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour une dalle sur deux appuis.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis.}$$

L_x est la plus petite portée.

❖ **Critère de coupe feu (CBA 93)**

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

❖ **Isolation phonique**

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

Les dimensions des panneaux en dalle pleine sont petites, donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus défavorable

On prend : $e = 14 \text{ cm}$

b. Evaluation des charges et sur charges

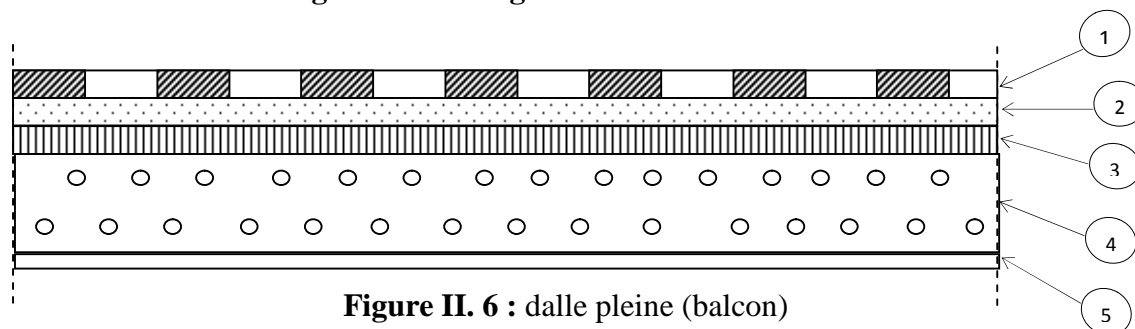


Figure II. 6 : dalle pleine (balcon)

N°	Description	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.020	22	0.44
2	Mortier de pose	0.020	20	0.40
3	Lit de sable	0.020	18	0.36
4	Dalle pleine	0.14	25	3.5
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
				Σ = 4.9

- La charge totale estimée est : $G = 4.9 \text{ KN/m}^2$.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation est : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$.

II. 2. 2. Murs extérieur

a. Définition :

Ils jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment, et se manifestent par un coefficient de comportement qui caractérise la structure étudiée.

b. Evaluations des charges :

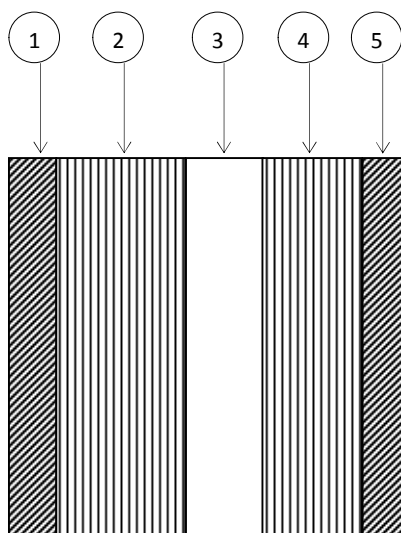


Figure II. 7 : Mur extérieur

N°	Description	Epaisseur "e" (m)	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
1	Enduit ciment	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.15	09	1.35
3	Ame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.10	09	0.90
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.20
				$\Sigma = 2.85$

- La charge totale estimée est : $G = 2.85 \text{ KN/m}^2$.

II.2.3. Escaliers

a. Définitions

Les escaliers sont des éléments composés d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place.

Les différents éléments constituant un escalier sont :

(1) : e (Épaisseur du palier de repos)

(2) : L_0 (Longueur totale d'escalier)

(3) : g (Giron)

(4) : h (Hauteur de la contre marche)

(5) : H_0 (Hauteur de la volée)

(6) : α (Inclinaison de la paillasse)

(7) : (Emmarchement)

H_e : Hauteur d'étage

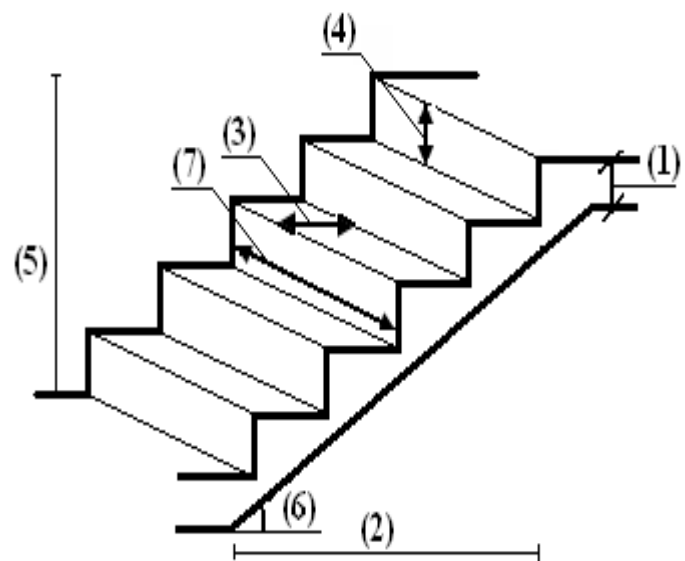


Figure II.8. : Schéma de l'escalier

b. Pré dimensionnement des escaliers

Notre projet présente un seul type d'escalier :

➤ Escalier a deux volées et un palier intermédiaire

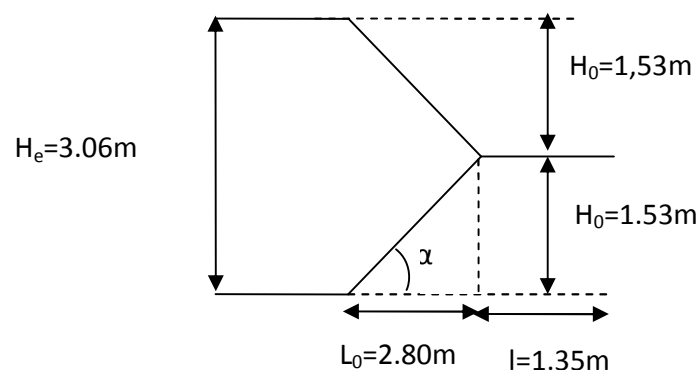


Figure II.9. Schéma statique d'un escalier à deux volées

❖ **Volée 1 :**

Pour un pas moyen on prend la hauteur de contre marche 17cm, donc pour une hauteur de la volée 1 de 1.53m, on trouve 8 marches comme le montre le calcul suivant :

$$n = 1.53/0.17 = 9 \text{ contre marches.}$$

$$m = (n-1) = 8 \text{ marches.}$$

Le giron : $g = ?$

D'après la relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots\dots\dots (\text{cm})$$

$$\text{Soit : } g+2h = 64\text{cm} \dots\dots\dots (\text{cm}) \quad \text{donc : } \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

Par la suite la longueur de la projection de la volée est : $30 \times 8 = 240 \text{ cm}$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(1.53/2.4) \Rightarrow \alpha = \mathbf{32.51^\circ}$$

➤ **Epaisseur de la pailasse :** la détermination de l'épaisseur de la pailasse se fait par la condition suivante : $L/30 \leq e \leq L/20$ tel que :

L est la longueur inclinée de la volée.

$$\text{Avec } L = (L_0^2 + H_0^2)^{1/2} + 1.35 = 4.19 \text{ m}$$

$$419/30 \leq e \leq 419/20 \Rightarrow 13.96 \leq e \leq 20.95$$

On opte pour $e = \mathbf{15 \text{ cm}}$, et on prend la même épaisseur pour le palier.

❖ **Volée 2 :**

Même données que la volée 1, donc on opte pour :

$$\mathbf{g = 30 \text{ cm}} \quad \mathbf{\alpha = 32.51^\circ} \quad \mathbf{e = 15 \text{ cm}}$$

c. Evaluation des charges et- surcharges

➤ volée

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44
Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.286
Matière de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Marches	0.17/ 2	22	1.87
Paillasse	0.15/cos α	25	4.446
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			Σ = 8.002

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 8.002 KN/m²**.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**.

➤ palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m) "e"	Densité (KN/m ³) "γ"	Poids "G" (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
			Σ = 5.15

- La charge permanente totale est estimée à : **G = 5.15 KN/m²**.
- D'après le **DTR BC 2.2** la charge d'exploitation est : **Q = 2,50 KN/m²**.

II.2.4. Acrotère

L'acrotère est un élément encastré à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé. Son rôle est la protection contre les infiltrations des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale.

Soit S la section de l'acrotère ;

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 + 0.07) + 0.5 (0.1 \times 0.03)$$

$$S = 0.0685 \text{ m}^2$$

➤ Charge Permanente

❖ Poids propre :

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.0685 \times 1$$

$$G = 1.712 \text{ KN/ml}$$

❖ Enduit de ciment :

$$G = \gamma_c \times e = \rho \times e \times h$$

➤ Enduit extérieure : (e = 1.5 cm)

$$G_1 = 20 \times 0.015 \times 0.6 = 0.18 \text{ KN/ml}$$

➤ Enduit intérieure (e = 2 cm)

$$G_2 = 20 \times 0.02 \times 0.6 = 0.24 \text{ KN/ml}$$

- La charge permanente totale est estimée à : $G = 1.712 + 0.18 + 0.24 = 2.132 \text{ KN/m}^2$

- D'après le **DTR BC 2.2** la Surcharge d'exploitation: $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.3. PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS PRICIPAUX

Les éléments structuraux sont des éléments qui participent au système de contreventement (poutres, poteaux, voiles).

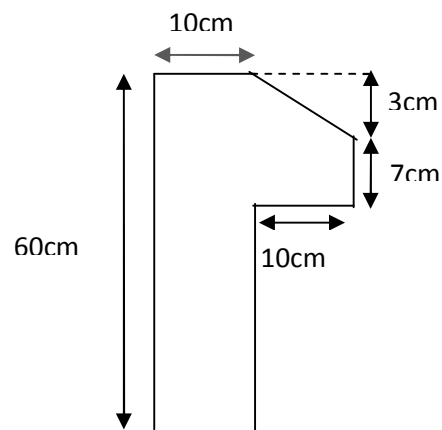


Figure II.10 : schéma de l'acrotère

II.3.1. poutres principales

➤ **définition**

Ce sont les poutres qui reprennent les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles et leurs hauteurs sont données selon la condition de flèche.

➤ **Pré dimensionnement**

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{BAEL 91}$$

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{max} : la longueur maximale entre nœud d'appuis

L_{max} = 480 cm

D'où : 32 cm ≤ h_{pp} ≤ 48 cm

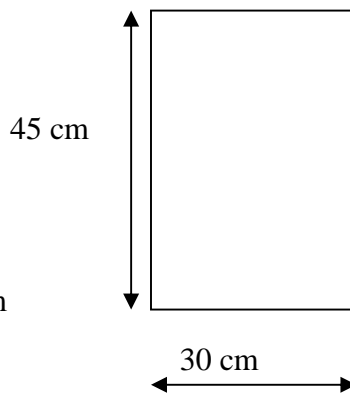
Soit : h_{pp} = 45 cm

Et :

0.3 h_{pp} ≤ b ≤ 0.7 h_{pp} → 13.5 cm ≤ b ≤ 31.5 cm

Soit : b = 30 cm

On adopte une section rectangulaire (30 × 45) cm²



Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 45 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ 1/4 \leq h/b = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{array} \right. \quad \text{(RPA 99 version 2003 Art 7.5.1)}$$

II.3.2. poutres secondaires

➤ **définition**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

➤ **Pré dimensionnement**

Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante

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

Avec :

h : hauteur de la poutre

L_{max} : la longueur maximale entre nœud d'appuis

L_{max} : 430 cm

D'où : $28.66\text{cm} \leq h_{ps} \leq 43\text{cm}$

Soit : $h_{ps} = 35 \text{ cm}$

Et :

$0.3 h_{ps} \leq b \leq 0.7 h_{ps} \longrightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$

Soit : $b = 30 \text{ cm}$

On adopte une section rectangulaire $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Maintenant on vérifie les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003 (article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifie} \quad (\text{RPA 99 version 2003 Art 7.5.1}) \\ 1/4 \leq h/b = 1.166 \leq 4 \dots\dots\dots \text{vérifie} \end{array} \right.$$

II.3.3. les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire, carré ou circulaire.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple à l'E.L.U, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

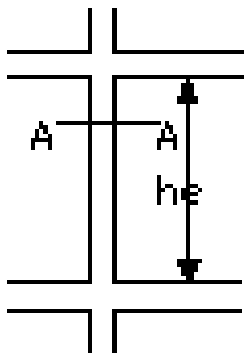
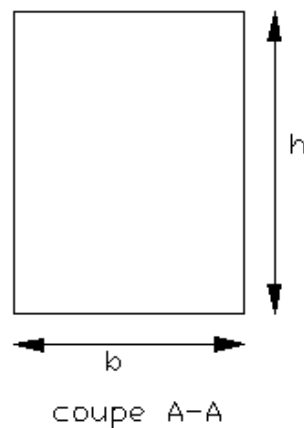


Figure II.11 : Hauteur libre d'étage



Le **RPA99** (article 7.4.1) préconise en zone sismique **IIa** que les poteaux doivent avoir les sections suivantes :

$$\text{Tel que : } \left\{ \begin{array}{l} \min (b ; h) \geq 25cm \\ \min (b ; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

h_e : Hauteur libre d'étage, elle est égale à :

h_e : 3.06m pour tous les étages (courants, RDC et sous sol)

Remarque : on fixe la section des poteaux comme suit :

Pour les poteaux de 4^{ème} et 5^{ème} étages on prend : $b \times h = 30 \times 35cm^2$.

Pour les poteaux de 2^{ème} et 3^{ème} étages on prend : $b \times h = 35 \times 40cm^2$.

Pour les poteaux de 1^{ère} entre sol, RDC et 1^{ère} étage on prend : $b \times h = 40 \times 45cm^2$.

Pour les poteaux de 4^{ème}, 3^{ème} et 2^{ème} entre sol on prend : $b \times h = 45 \times 50cm^2$.

II.3.3. les voiles

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

L'épaisseur a :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15cm \right].$$

$$a \geq \max \left[\frac{306}{20}; 15cm \right]. \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$\Rightarrow a \geq \max [15.3; 15cm].$$

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

La hauteur d'étage égale à 3.06m

Soit $a = 20$ cm



Figure II.12 Vue en plan d'un voile

II.4. DESCENTE DE CHARGES

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu' au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour les poteaux les plus sollicités et qui ont souvent les plus grandes surfaces afférentes.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à les supporté ; toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations par la loi de dégression des charges d'exploitation.

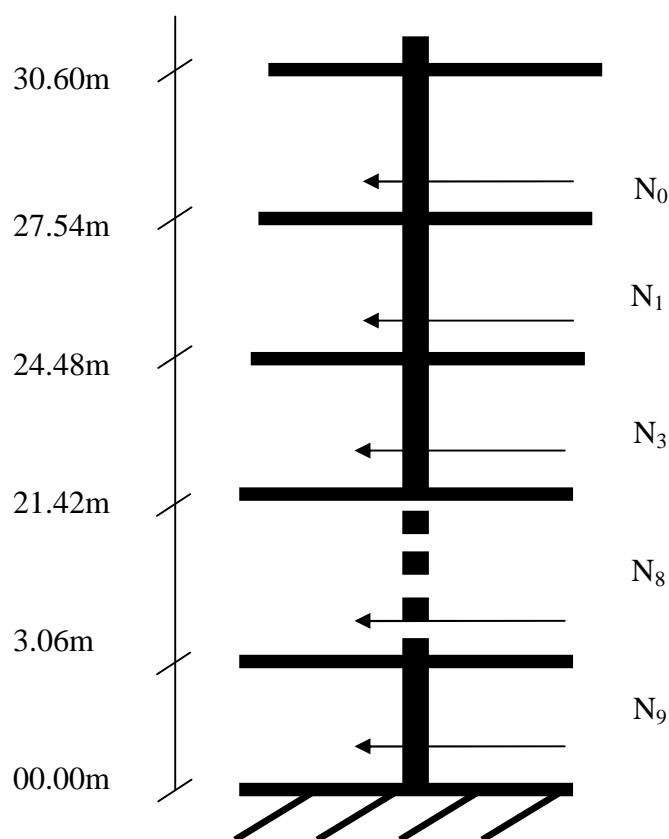


Figure II.13 schéma statique de la descente de charge

II.4.1. La loi de dégression des charges d'exploitation : DTR B.C 2.2 (article 6.3)

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment, Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages courants (1 à 9).

On adoptera pour le calcul des points d'appui

Les charges d'exploitation suivantes :

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage (étage1) : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage 4) : $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 +Q_n)$

Et ainsi de suite en réduisant de 10 % par étage jusqu'à 0.5Q

Valeur conservée pour les étages inférieurs suivants.

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

Dans notre cas : la surcharge d'exploitation est la même pour les étages : 1, 2, 3, ..., 9. (Étages à usage d'habitation), qui est : $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$

- Pour le plancher terrasse inaccessible : $Q_0=1 \text{ KN/m}^2$
- Balcons : $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

II.4.2. Poteau C-5 (poteau de la cage d'escalier)

➤ **La surface afférente**

$S=S_1+S_2+S_3$

$S=3.768+3.375+1.875$

$S=9.018\text{m}^2$

$S_{\text{escalier}}=S_4=1.937\text{m}^2$

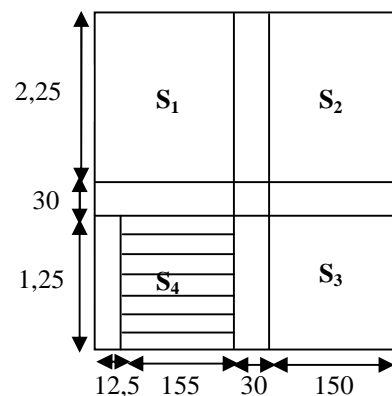


Figure II.14 surface revenant au poteau C-5

Pour le plancher terrasse

$$S=11.111\text{m}^2$$

➤ **Les charges et surcharges**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G=6.4 \times 11.111= 71.110 \text{ KN} \\ Q=1 \times 11.111= 11.111\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages RDC ; 1 à 4 : } \begin{cases} G=5.2 \times 9.018= 46.893 \text{ KN} \\ Q=1.5 \times 9.018= 13.527\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Escalier : } \begin{cases} G=8.002 \times 1.937= 15.499 \text{ KN} \\ Q=2.5 \times 1.937= 4.842\text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher entre sol 1 ; 2 ; 3 ; 4 : } \begin{cases} G=5.2 \times 7.143= 37.812 \text{ KN} \\ Q=1.5 \times 7.143= 10.714\text{KN} \end{cases}$$

- Poutre principales : $P_{pp}= 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 3.5 =11.812 \text{ KN}$
- Poutre secondaires : $P_{ps}= 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.175 =8.334 \text{ KN}$
- Poids total des poutres : $P_t= P_{pp} + P_{ps} =20.146 \text{ KN}$
- Poteaux :
 - Pour les poteaux de 5^{eme} et 4^{eme} étage : $P_1=25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.06=8.032 \text{ KN}$
 - Pour les poteaux de 3^{eme} et 2^{eme} étage : $P_2=25 \times 0.4 \times 0.35 \times 3.06=10.71 \text{ KN}$
 - Pour les poteaux de 1^{er} étage, RDC et 1^{er} entre-sol : $P_3=25 \times 0.4 \times 0.45 \times 3.06=13.77 \text{ KN}$
 - Pour les poteaux de 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} entre sol : $P_3=25 \times 0.5 \times 0.45 \times 3.06=17.212 \text{ KN}$

Tableau II.1 : tableau récapitulation des résultats de la décente de charge (poteau C-5)

N°	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N°0	Plancher terrasse inaccessible.	71.110	11.111
	Poutres.	20.146	
	Poteaux.	8.032	
	Maçonnerie	25.903	
Σ		125.191	11.111
N°1	Venant de N°0.	125.191	
	Plancher étage courant	46.893	11.111

	Poutres Poteaux. Escalier Maçonnerie	20.146 8.032 15.499 21.77	13.527 4.842
Σ		237.531	29.48
N°2	Venant de N°1 Plancher étage courant Poutres Poteaux. Escalier Maçonnerie	237.531 46.893 20.146 10.71 15.499 21.77	29.48 13.527 4.842
Σ		352.549	47.849
N°3	Venant de N°2 Plancher étage courant Poutres Poteaux. Escalier Maçonnerie	352.549 46.893 20.146 10.71 15.499 23.576	47.849 13.527 4.842
Σ		469.373	66.218
N°4	Venant de N°3 Plancher étage courant Poutres Poteaux. Escalier Maçonnerie	469.373 46.893 20.146 13.77 15.499 21.77	66.218 13.527 4.842
Σ		587.451	84.587
N°5	Venant de N°4 Plancher étage courant Poutres Poteaux. Escalier Maçonnerie	587.451 46.893 20.146 13.77 15.499 21.77	84.587 13.527 4.842
Σ		705.529	102.956
N°6	Venant de N°5 Plancher entre sol Poutres Poteaux. Escalier	705.529 37.143 20.146 13.77 15.499	102.956 10.714 4.842
Σ		792.087	118.512
N°7	Venant de N°6 Plancher entre sol Poutres Poteaux. Escalier	792.087 37.143 20.146 17.212 15.499	118.512 10.714 4.842
Σ		882.087	134.068
N°8	Venant de N°7 Plancher entre sol Poutres Poteaux. Escalier	882.087 37.143 20.146 17.212 15.499	134.068 10.714

			4.842
Σ		972.087	149.624
N°9	Venant de N°8	972.087	149.624
	Plancher entre sol	37.143	10.714
	Poutres	20.146	
	Poteaux.	17.212	
	Escalier	15.499	4.842
	Total	1062.087	165.18

➤ **Calcul de l'effort normal (N)**

à l'ELU $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$N_u = 1.35 (1062.087) + 1.5 (165.18)$$

$$N_u = 1681.587 \text{ KN}$$

à l'ELS $N_s = G + Q$

$$N_s = 1062.087 + 165.18$$

$$N_s = 1227.267 \text{ KN}$$

II.4.3. Poteau D-7 (poteau centrale)

➤ **La surface afférente**

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S = 2.227 + 2.7 + 4.5 + 3.712$$

$$S = 13.139 \text{ m}^2$$

Pour le plancher terrasse

$$S = S_4 = 3.712 \text{ m}^2$$

➤ **Les charges et surcharges**

$$\text{Plancher terrasse inaccessible : } \begin{cases} G=6.4 \times 3.712= 23.756 \text{ KN} \\ Q=1 \times 3.712= 3.712 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher étages entres sol, RDC et 1}^{\text{ère}} \text{ étage : } \begin{cases} G=5.2 \times 13.139= 68.322 \text{ KN} \\ Q=1.5 \times 13.139= 19.708 \text{ KN} \end{cases}$$

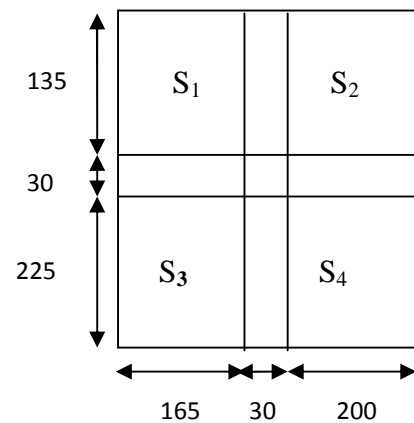


Figure II.15 surface revenant au poteau D-7

$$\text{Plancher 2}^{\text{ème}} \text{ étage : } \begin{cases} G=5.2 \times 13.139= 68.322 \text{ KN} \\ Q=1.5 \times 8.212 + 1 \times 4.927= 17.245 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher 3}^{\text{ème}} \text{ étage : } \begin{cases} G=5.2 \times 8.212= 42.7 \text{ KN} \\ Q=1.5 \times 8.212= 12.318 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Plancher 4}^{\text{ème}} \text{ étage : } \begin{cases} G=5.2 \times 4.5= 23.4 \text{ KN} \\ Q=1.5 \times 8.212= 6.75 \text{ KN} \end{cases}$$

- Poutre principales : $P_{pp}= 25 \times 0.3 \times 0.45 \times 3.75 =12.656 \text{ KN}$
- Poutre secondaires : $P_{ps}= 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.65 =9.581 \text{ KN}$
- Poids total des poutres : $P_t= P_{pp} + P_{ps} = 22.237 \text{ KN}$
- Poteaux :
 - Pour les poteaux de 5^{ème} et 4^{ème} étage : $P_1=25 \times 0.3 \times 0.35 \times 3.06=8.032 \text{ KN}$
 - Pour les poteaux de 3^{ème} et 2^{ème} étage : $P_2=25 \times 0.4 \times 0.35 \times 3.06=10.71 \text{ KN}$
 - Pour les poteaux de 1^{er} étage, RDC et 1^{er} entre sol : $P_3=25 \times 0.4 \times 0.45 \times 3.06=13.77 \text{ KN}$
 - Pour les poteaux de 2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} entre sol : $P_3=25 \times 0.5 \times 0.45 \times 3.06=17.212 \text{ KN}$
- Maçonnerie :
 - Pour les entre sol de 1 à 4 : $G_m = 1.5 \times 2.61 \times 2.85 + 1.7 \times 2.61 \times 1.3 + 1.65 \times 1.3 \times 2.86$
 $G_m = 23.07 \text{ KN}$
 - Pour RDC : $G_m = 1.5 \times 2.61 \times 1.3 + 0.7 \times 2.61 \times 1.3 = 7.464 \text{ KN}$
 - Pour le 1^{ère} étage : $G_m = 1.5 \times 2.61 \times 1.3 + 0.50 \times 2.71 \times 1.3 + 2.25 \times 2.86 \times 1.3$
 $G_m = 15.216 \text{ KN}$
 - Pour le 2^{ère} étage : $G_m = 2.25 \times 2.61 \times 2.85 + 3.65 \times 2.71 \times 2.85 = 44.927 \text{ KN}$
 - Pour le 3^{ère} étage : $G_m = 2.25 \times 2.61 \times 2.85 + 1.65 \times 2.71 \times 2.85 = 29.48 \text{ KN}$
 - Pour le 4^{ère} étage : $G_m = 29.48 \text{ KN}$

Tableau II.2 : tableau récapitulation des résultats de la décente de charge (poteau D-7)

N°	Désignation	G (KN)	Q (KN)
N°0	Plancher terrasse inaccessible.	23.756	3.712
	Poutres.	11.925	
	Poteaux.	8.032	
Σ		43.713	3.712
N°1	Venant de N°0.	43.713	3.712
	Plancher étage courant	23.756	6.75
	Poutres	11.925	
	Poteaux	8.032	
	Maçonnerie	29.48	
Σ		116.55	10.462
N°2	Venant de N°1	116.55	10.462
	Plancher étage courant	42.7	12.318
	Poutres	17.175	
	Poteaux	10.71	
	Maçonnerie	29.48	
Σ		216.615	22.78
N°3	Venant de N°2	216.615	22.78
	Plancher étage courant	68.322	17.245
	Poutres	22.237	
	Poteaux	10.71	
	Maçonnerie	44.927	
Σ		362.811	40.025
N°4	Venant de N°3	362.811	40.025
	Plancher étage courant	68.322	19.708
	Poutres	22.237	
	Poteaux	10.71	
	Maçonnerie	15.216	
Σ		482.356	59.733
N°5	Venant de N°4	482.356	59.733
	Plancher étage courant	68.322	19.708
	Poutres	22.237	
	Poteaux	13.77	
	Maçonnerie	7.464	
Σ		594.149	79.441
N°6	Venant de N°5	594.149	79.441
	Plancher entre sol	68.322	19.708
	Poutres	22.237	
	Poteaux	13.77	
	Maçonnerie	23.07	
Σ		721.548	99.149
N°7	Venant de N°6	721.548	99.149
	Plancher entre sol	68.322	19.708
	Poutres	22.237	
	Poteaux	17.212	
	Maçonnerie	23.07	
Σ		852.39	118.854
N°8	Venant de N°7	852.39	118.854
	Plancher entre sol	68.322	19.708
	Poutres	22.237	
	Poteaux	17.212	
	Maçonnerie	23.07	
Σ		983.23	138.562

N°9	Venant de N°8	983.23	138.562
	Plancher entre sol	68.322	19.708
	Poutres	22.237	
	Poteaux	17.212	
	Maçonnerie	23.07	
	Total	1114.071	158.27

➤ **Calcul de l'effort normal (N)**

à l'ELU $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$

$$N_u = 1.35 (1114.071) + 1.5 (158.27)$$

$$N_u = 1741.40 \text{ KN}$$

à l'ELS $N_s = G + Q$

$$N_s = 1114.071 + 158.27$$

$$N_s = 1272.341 \text{ KN}$$

Donc $N_{u \max} = 1741.40 \text{ KN}$ (pour le poteau centrale)

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10% tel que : $N_u = 1.1 \times (1.35 G + 1.5 Q)$

Donc $N_u = 1.1 \times 1741.40 = 1915.54 \text{ KN}$

L'effort normal maximum $N_u = 1915.54 \text{ KN}$

II.5. VERIFICATION DES POTEAUX

II.5.1. Vérification à la compression simple du poteau entre sol

On doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{N_u}{A} \leq f_{bu} \Rightarrow A \geq \frac{N_u}{f_{bu}} \quad \text{Tel que} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$A \geq \frac{1915.54 \times 10^{-3}}{14.2} \Rightarrow A \geq 0.134 \text{ m}^2$$

On a $A = 0.45 \times 0.50 = 0.225 \text{ m}^2$.

$A = 0.225 \geq 0.134 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

Tableau II.3 : résultats de vérification à la compression simple

Poteau	Nu (KN)	A_{cal} (m ²)	A_{adp} (m ²)	$A_{adp} \geq A_{cal}$
4 ^{eme} , 3 ^{eme} et 2 ^{eme} entre sol	1915.54	0.134	0.225	Vérifié
1 ^{er} entre sol, RDC et 1 ^{er} étage	1235.045	0.086	0.18	Vérifié
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	549.832	0.038	0.14	Vérifié
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	173.035	0.012	0.105	Vérifié

II.5.2. Vérification au flambement

D'après le (CBA 93), on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

➤ **Vérification du poteau de l'entre sol**

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times .06 = 2.142m.$$

$$B = 0.50 \times 0.45 = 0.225m^2 .$$

$$I = \frac{0.45 \times 0.50^3}{12} = 4.687 \times 10^{-3} m^4 .$$

$$i = \sqrt{\frac{4.687 \times 10^{-3}}{0.225}} = 0.144$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.144} = 14.875 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{14.875}{35}\right)^2} = 0.820$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier que :

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_s} + \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{1915.54 \times 10^{-3}}{0.820 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.15} + \frac{400}{200 \times 1.15} \right]} = 0.090m^2$$

$$\text{Or nous avons } B_r = (50 - 2.5) \times (45 - 2.5) \times 10^{-4} = 0.201m^2$$

0.201 > 0.090 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Tableau II.4 : résultats de vérification au flambement

Poteau	4 ^{eme} , 3 ^{eme} et 2 ^{eme} entre sol	1 ^{er} entre sol, RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage
Nu (KN)	1915.54	1235.045	549.832	173.035
B _{adp} (m ²)	0.225	0.18	0.14	0.105
l ₀ (m)	3.06	3.06	3.06	3.06
l _f (m)	2.142	2.142	2.142	2.142
Ix10 ⁻³	4.687	3.037	1.866	1.071
i (m)	0.144	0.129	0.115	0.10
λ	14.875	16.604	18.626	21.42
α	0.820	0.813	0.804	0.790
B _{r cal} (m ²)	0.090	0.058	0.026	0.008
B _{r adp} (m ²)	0.201	0.159	0.121	0.089

II.6. CONCLUSION

Après que nous avons pré dimensionné les éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ❖ Poutres principales : 30 x 45 cm².
- ❖ Poutres secondaires : 30 x 35 cm².
- ❖ Poteaux du 4^{eme}, 3^{eme} et 2^{eme} entre sol : 45 x 50 cm².
- ❖ Poteaux du 1^{er} entre sol, RDC et 1^{er} étage : 40 x 45 cm².
- ❖ Poteaux du 2^{eme} et 3^{eme} étage : 35 x 40 cm².
- ❖ Poteaux du 4^{eme} et 5^{eme} étage : 30 x 35 cm².

III.1. INTRODUCTION

La construction est un ensemble des éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires.

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique (CBA93, RPA99 addenda 2003...).

Dans le présent chapitre, on abordera le calcul des éléments non structuraux suivants: planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ; acrotère ; poutres de chaînage ; dalles pleines ; escaliers.

III.2. ETUDE DES PLANCHERS

Le choix du type de plancher dépend de son utilisation pour satisfaire les conditions suivantes :

- Résistance mécanique en supportant les sollicitations externe.
- Limitation des flèches pour éviter les désordres dans les cloisons et revêtements.
- L'isolation thermique et acoustique.
- La résistance au feu.

III.2.1. calcul des planchers à corps creux

III.2.1.1. Etude des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

a. Pré dimensionnement

Dans le pré dimensionnement du plancher, on a adopté un plancher à corps creux telle que : $h = (16 + 4)$ cm.

- Hourdis de 16 cm d'épaisseur et de 65 cm de longueur.
- Table de compression de 4 cm.

b. Méthodes de calcul des sollicitations

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de CAQUOT.

III.2.1.2. la méthode forfaitaire

DTR BC-2 .41(Art. B 6.2.2.1)

Elle est applicable que si les conditions suivantes sont vérifiées :

- Flexion simple.
- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives est compris entre 0.8 et 1.25.
- Les moments d'inertie sont les même dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible.

a.1) Principe de la méthode forfaitaire**➤ Les moments fléchissant**

On vérifie les conditions suivantes :

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max[1 + (0.3 \times \alpha \times M_0); 1.05 \times M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} : \text{Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations}$$

et permanentes (coefficient d'importance).

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

Les moments sur appuis sont donnés comme suit :

- $0.5 \times M_0$: Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0.6 \times M_0$: Pour l'appui intermédiaire pour une poutre à deux travées.
- $0.15 \times M_0$: Pour les appuis de rive.

Remarques

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

➤ Evaluation des efforts tranchants :

On peut évaluer l'effort tranchant soit :

Par la méthode de RDM, on tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_i + M_{i+1}}{l_i}$$

M_i et M_{i+1} sont des moments sur appuis, on prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

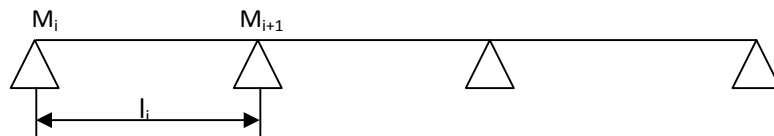


Figure III.1 schéma statique de la poutrelle

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

1) De 15% si la poutre a deux travées :

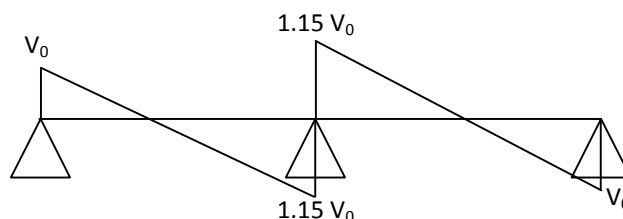


Figure III. 2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

2) de 10% si une poutre a plus de deux travées :

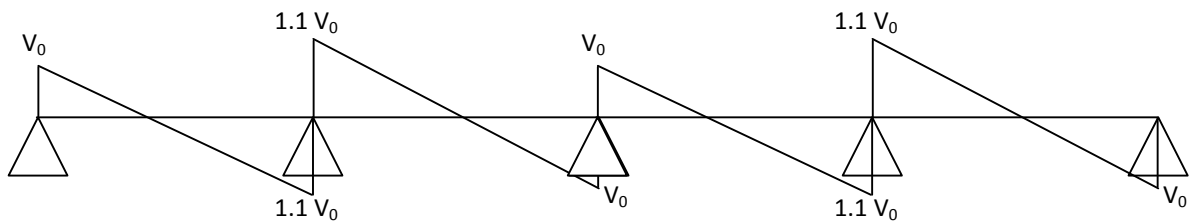


Figure III. 3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

III.2.1.3. Méthode de CAQUOT

DTR BC-2 .41(Art. B 6.2.2.2)

a. Condition d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

b. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

➤ Evaluation des moments

• Moment en appuis

$$M_i = - \frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• Moment en travée

$$M(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$M_0(X) = \frac{P_u \times x}{2} (l - x)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

• L'effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.2.1.4. différents types des poutrelles

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Types	Schéma statique
1 ^{ere} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	
4 ^{eme} type	
5 ^{eme} type	
6 ^{eme} type	
7 ^{eme} type	
8 ^{eme} type	
9 ^{eme} type	
10 ^{eme} type	

Remarques

Dans les planchers d'entre sol on trouve le type (1)

Dans les planchers des étages courants on trouve les types (1, 2, 5, 6, 7, 8, 9)

Dans le plancher terrasse on trouve les types (2, 3, 4, 9, 10)

a. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Charges Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m ²)	p_u (KN/ml)	q_s (KN/m ²)	p_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.40	1.00	10.14	6.59	7.40	4.81
Plancher étage courant	5.20	1.50	9.27	6.03	6.70	4.355
Entre sol	5.20	2.50	10.77	7	7.70	5

b. Calcul des sollicitations

Dans notre calcul des poutrelles on prend un exemple (poutrelle type 4) pour illustrer l'un des deux méthodes forfaitaire ou caquot, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles sont résumés sur des tableaux.

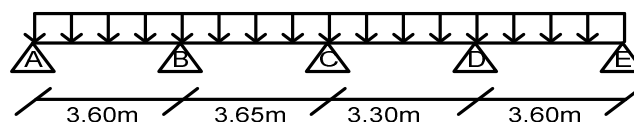
Exemple de calcul d'une poutrelle du plancher terrasse inaccessible

Figure III. 4 : Schéma statique de la poutrelle type 4

➤ **Choix de la méthode de calcul**

Pour plancher terrasse inaccessible : $G = 6.4 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

- $Q < 2 \times G$ Vérifiée
- $0.8 < (3.65/3.3) < 1.25 \rightarrow 0.8 < 1.10 < 1.25$ Vérifiée

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 4

➤ **Calcul des sollicitations**

❖ **Moments isostatiques**

À l'ELU

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_u \times l^2}{8} = \frac{6.59 \times 3.60^2}{8} = 10.675 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 10.974 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = 8.97 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = 10.675 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$\text{Travée A-B : } M_0 = \frac{p_s \times l^2}{8} = \frac{4.81 \times 3.60^2}{8} = 7.792 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0 = 8.01 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0 = 6.547 \text{ KN.m}$$

$$\text{Travée D-E : } M_0 = 7.792 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments sur les appuis**

➤ **Appuis de rive**

$$M_A = M_E = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

➤ **Appuis intermédiaires**

À l'LEU

$$M_B = -0.5 \times M_0^{BC} = -0.5 \times 10.974 = -5.487 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times M_0^{BC} = -0.4 \times 10.974 = -4.39 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times M_0^{DE} = -0.5 \times 10.675 = -5.337 \text{ KN.m}$$

À l'ELS

$$M_B = -0.5 \times M_0^{BC} = -0.5 \times 8.01 = -4.005 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.4 \times M_0^{BC} = -0.4 \times 8.01 = -3.20 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -0.5 \times M_0^{CD} = -0.5 \times 7.792 = -3.9 \text{ KN.m}$$

❖ **Moments fléchissant en travées :**

$$M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \max[1 + (0.3 \times \alpha \times M_0); 1.05 \times M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

Avec :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6.4} = 0.135$$

À l'ELU

Travée A-B

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{AB} \Rightarrow M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.135}{2} \times 10.675 \\ M_t \geq 6.621 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{0 + 5.487}{2} \geq \max[1 + 0.3 \times 0.135 \times 10.675]: 1.05 \times 10.675] \\ M_t \geq 8.465 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On adopte : $M_t = 8.465 \text{ KN.m}$

Travée B-C

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{BC} \Rightarrow \frac{1 + 0.3 \times 0.135}{2} \times 10.974 \\ M_t \geq 5.709 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{5.487 + 4.39}{2} \geq \max[1 + 0.3 \times 0.135 \times 10.974]: 1.05 \times 10.974] \\ M_t \geq 6.584 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On adopte : $M_t = 6.584 \text{ KN.m}$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{CD} \Rightarrow \frac{1 + 0.3 \times 0.135}{2} \times 8.97 \\ M_t \geq 4.666 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{4.39 + 5.337}{2} \geq \max[1 + 0.3 \times 0.135 \times 8.97]: 1.05 \times 8.97] \\ M_t \geq 4.555 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On adopte : $M_t = 4.666KN.m$

Travée D-E

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{DE} \Rightarrow M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.135}{2} \times 10.675 \\ M_t \geq 6.621KN.m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{5.337+0}{2} \geq \max[1+0.3 \times 0.135 \times 10.675]: 1.05 \times 10.675] \\ M_t \geq 8.54KN.m \end{array} \right.$$

On adopte : $M_t = 8.54KN.m$

À l'ELS

Travée A-B

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{AB} \Rightarrow M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.135}{2} \times 7.792 \\ M_t \geq 4.832KN.m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{0+4.005}{2} \geq \max[1+0.3 \times 0.135 \times 7.792]: 1.05 \times 7.792] \\ M_t \geq 6.179KN.m \end{array} \right.$$

On adopte : $M_t = 6.179KN.m$

Travée B-C

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{BC} \Rightarrow \frac{1+0.3 \times 0.135}{2} \times 8.01 \\ M_t \geq 4.167KN.m \end{array} \right.$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{4.005 + 3.2}{2} \geq \max[1 + 0.3 \times 0.135 \times 8.01]: 1.05 \times 8.01] \\ M_t \geq 4.808 \text{KN.m} \end{cases}$$

On adopte : $M_t = 4.808 \text{KN.m}$

Travée C-D

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{CD} \Rightarrow \frac{1 + 0.3 \times 0.135}{2} \times 6.547 \\ M_t \geq 3.406 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{3.2 + 3.9}{2} \geq \max[1 + 0.3 \times 0.135 \times 6.547]: 1.05 \times 6.547] \\ M_t \geq 3.32 \text{KN.m} \end{cases}$$

On adopte : $M_t = 3.406 \text{KN.m}$

Travée D-E

$$\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0^{DE} \Rightarrow M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times 0.135}{2} \times 7.792 \\ M_t \geq 4.832 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t + \frac{3.9 + 0}{2} \geq \max[1 + 0.3 \times 0.135 \times 7.792]: 1.05 \times 7.792] \\ M_t \geq 6.231 \text{KN.m} \end{cases}$$

On adopte : $M_t = 6.231 \text{KN.m}$

❖ Les efforts tranchants

À L'ELU

Travée A-B

$$V_A = \frac{6.59 \times 3.6}{2} = 11.862 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -13.048 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.59 \times 3.65}{2} = 13.229 \text{ KN}$$

$$V_C = -12.026 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_C = \frac{6.59 \times 3.3}{2} = 10.873 \text{ KN}$$

$$V_D = -1.1 \times V_C = -11.960 \text{ KN}$$

Travée D-E

$$V_D = 1.1 \times \frac{6.59 \times 3.60}{2} = 13.048 \text{ KN}$$

$$V_E = -11.862 \text{ KN}$$

À l'ELS

Travée A-B

$$V_A = \frac{4.81 \times 3.6}{2} = 8.658 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.1 \times V_A = -9.523 \text{ KN}$$

Travée B-C

$$V_B = 1.1 \times \frac{4.81 \times 3.65}{2} = 9.656 \text{ KN}$$

$$V_C = -8.778 \text{ KN}$$

Travée C-D

$$V_C = \frac{4,81 \times 3,3}{2} = 7,936 \text{ KN}$$

$$V_D = -1,1 \times V_C = -8,730 \text{ KN}$$

Travée D-E

$$V_D = 1,1 \times \frac{4,81 \times 3,60}{2} = 9,523 \text{ KN}$$

$$V_E = -8,658 \text{ KN}$$

On résume les calculs dans les tableaux suivants :

Plancher terrasse**Tableau III.3** : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KNm)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A--B	3,60	6,59	10,68	0,00	-5,49	8,47	11,86	-13,05
B--C	3,65	6,59	10,98	-5,49	-4,39	6,59	13,23	-12,03
C--D	3,30	6,59	8,97	-4,39	-5,34	4,67	10,88	-11,96
D--E	3,60	6,59	10,68	-5,34	0,00	8,54	13,05	-11,86

Tableau III.4 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KNm)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A--B	3,60	4,81	7,79	0,00	-4,01	6,18	8,66	-9,52
B--C	3,65	4,81	8,01	-4,01	-3,20	4,81	9,66	-8,78
C--D	3,30	4,81	6,55	-3,20	-3,90	3,32	7,94	-8,73
D--E	3,60	4,81	7,79	-3,90	0,00	6,23	9,52	-8,66

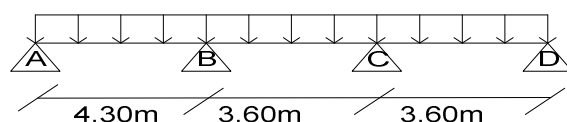
Plancher étage courant**Tableau III.5** : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KNm)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A--B	3,60	6,03	15,61	0,00	-5,02	7,91	10,85	-11,93
B--C	3,65	6,03	16,04	-5,02	-4,01	6,19	12,10	-11,00
C--D	3,30	6,03	13,11	-4,01	-4,88	4,38	9,94	-10,94
D--E	3,60	6,03	15,61	-4,88	0,00	7,98	11,93	-10,85

Tableau III.6 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 4)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KNm)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A--B	3,60	4,355	7,06	0,00	-3,63	5,72	7,84	-8,62
B--C	3,65	4,355	7,25	-3,63	-2,90	4,48	8,74	-7,95
C--D	3,30	4,355	5,93	-2,90	-3,53	3,16	7,19	-7,90
D--E	3,60	4,355	7,06	-3,53	0,00	5,77	8,62	-7,84

➤ Poutrelle type 5

**Figure III. 5** : Schéma statique de la poutrelle type 5

❖ Choix de la méthode de calcul

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 5.

❖ Calcul des sollicitations

Plancher étage courant

Tableau III.7 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5)

Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KNm)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A--B	4,30	6,03	13,93	0,00	-6,96	11,38	12,95	-14,25
B--C	3,60	6,03	9,76	-6,96	-4,88	5,21	11,93	-11,93
C--D	3,60	6,03	9,76	-4,88	0,00	7,98	11,93	-10,85

Tableau III.8 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 5)

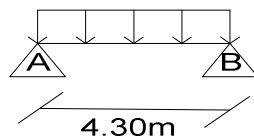
Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KNm)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A--B	4,30	4,36	10,08	0,00	-5,04	8,23	9,37	-10,31
B--C	3,60	4,36	7,06	-5,04	-3,53	3,77	8,63	-8,63
C--D	3,60	4,36	7,06	-3,53	0,00	5,77	8,63	-7,85

Plancher terrasse**Tableau III.9:**Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 5)

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KNm)	M_g (KNm)	M_d (KNm)	M_t (KNm)	V_g (KN)	V_d (KN)
A--B	4,30	6,59	15,23	0,00	-7,62	12,19	14,17	-15,59
B--C	3,60	6,59	10,68	-7,62	-5,34	5,56	13,05	-13,05
C--D	3,60	6,59	10,68	-5,34	0,00	8,54	13,05	-11,86

Tableau III.10:Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 5)

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KNm)	M_g (KNm)	M_d (KNm)	M_t (KNm)	V_g (KN)	V_d (KN)
A--B	4,30	4,81	11,12	0,00	-5,56	8,89	10,34	-11,38
B--C	3,60	4,81	7,79	-5,56	-3,90	4,05	9,52	-9,52
C--D	3,60	4,81	7,79	-3,90	0,00	6,23	9,52	-8,66

➤ **Poutrelle type 9****Figure III. 6 :** Schéma statique de la poutrelle type 9❖ **Choix de la méthode de calcul**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 9.

❖ **Calcul des sollicitations****Plancher terrasse****Tableau III.11:**Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 9)

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KNm)	M_g (KNm)	M_d (KNm)	M_t (KNm)	V_g (KN)	V_d (KN)
A--B	4,30	6,59	15,23	0	0	16,00	14,17	-14,17

Tableau III.12:Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 9)

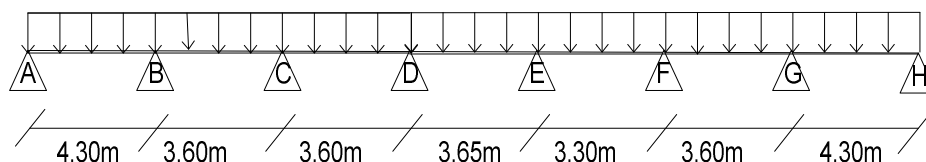
Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KNm)	M_g (KNm)	M_d (KNm)	M_t (KNm)	V_g (KN)	V_d (KN)
A--B	4,30	4,81	11,12	0	0	11,67	10,34	-10,34

Plancher étage courant**Tableau III.13** : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 9)

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KNm)	M_g (KNm)	M_d (KNm)	M_t (KNm)	V_g (KN)	V_d (KN)
A--B	4,30	6,03	13,93	0	0	14,86	12,95	-12,95

Tableau III.14 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 9)

Travée	L (m)	P_s (KN/m)	M_0 (KNm)	M_g (KNm)	M_d (KNm)	M_t (KNm)	V_g (KN)	V_d (KN)
A--B	4,30	4,36	10,08	0	0	10,75	9,37	-9,37

➤ **Poutrelle type 1****Figure III. 7** : Schéma statique de la poutrelle type 1❖ **Choix de la méthode de calcul**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, alors on utilise cette dernière pour le calcul des sollicitations dans les poutrelles de type 1.

❖ **Calcul des sollicitations****Entre sol****Tableau III.15** : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher entre sol (type 1)

Travée	L (m)	P_u (KN/m)	M_0 (KNm)	M_g (KNm)	M_d (KNm)	M_t (KNm)	V_g (KN)	V_d (KN)
A--B	4,30	7	16,18	0,00	-8,09	13,71	15,05	-16,56
B--C	3,60	7	11,34	-8,09	-4,54	6,22	13,86	-12,60
C--D	3,60	7	11,34	-4,54	-4,66	7,85	12,60	-12,60
D--E	3,65	7	11,66	-4,66	-4,66	8,13	12,78	-12,78
E--F	3,30	7	9,53	-4,66	-4,54	5,41	11,55	-11,55
F--G	3,60	7	11,34	-4,54	-8,09	6,22	12,60	-13,86
G--H	4,30	7	16,18	-8,09	0,00	12,94	16,56	-15,05

Tableau III.16 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher entre sol (type 1)

Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KNm)	M _g (KNm)	M _d (KNm)	M _t (KNm)	V _g (KN)	V _d (KN)
A--B	4,30	5	11,58	0,00	-5,79	9,81	10,77	-11,85
B--C	3,60	5	8,12	-5,79	-3,25	4,39	9,92	-9,02
C--D	3,60	5	8,12	-3,25	-3,34	5,61	9,02	-9,02
D--E	3,65	5	8,34	-3,34	-3,34	5,82	9,14	-9,14
E--F	3,30	5	6,82	-3,34	-3,25	3,87	8,27	-8,27
F--G	3,60	5	8,12	-3,25	-5,79	4,00	9,02	-9,92
G--H	4,30	5	11,58	-5,79	0,00	9,26	11,85	-10,77

III.2.1.5. les sollicitations maximales

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans les tableaux suivants :

- Les sollicitations maximales aux états limites des différents types de poutrelles de chaque niveau

Tableau III.17 : Sollicitations maximales aux états limite des différents types de poutrelles de chaque niveau

Etage	Type de poutrelle	Etats limites							
		ELU				ELS			
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)
		Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire		
Terrasse inaccessible	4	-1.60	-5.49	8.54	13.23	-1.16	-4.01	6.23	9.66
	5	-2.28	-7.62	12.19	-15.59	-1.67	-5.56	8.89	-11.38
	9	-2.28	16.00	14.17	-1.67	11.67	10.34
Etage courant	4	-2.34	-5.02	7.98	12.10	-1.06	-3.63	5.77	8.74
	5	-2.09	-6.96	11.38	-14.25	-1.51	-5.04	8.23	-10.31
	9	-2.09	14.86	12.95	-1.51	10.75	9.37
Entre sol	1	-2.42	-8.09	13.71	16.56	-1.74	-5.79	9.81	11.85

➤ Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Tableau III.18 : Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux

Etage	Etats limites							
	ELU				ELS			
	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)
	Rive	Intermédiaire			Rive	Intermédiaire		
Terrasse inaccessible	-2.28	-7.62	16.00	14.17	-1.67	-5.56	11.67	-11.38
Etage courant	-2.34	-6.96	14.86	-14.25	-1.51	-5.04	10.75	-10.31
Entre sol	-2.42	-8.09	13.71	16.56	-1.74	-5.79	9.81	11.85

III.2.1.6. Ferrailage des poutrelles

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles de type 1 du entre sol. On utilise les sollicitations maximales pour le ferrailage.

➤ **Sollicitations maximales**

A l'ELU

$$M_{Travée}^{Max} = 13.71 KN.m$$

$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{max} = -2.42 KN.m$$

$$M_{a.max}^{inter} = -8.09 KN.m$$

$$V^{Max} = 16.56 KN$$

A l'ELS

$$M_{Travée}^{Max} = 9.81 KN.m$$

$$M_{a.max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{max} = -1.74 KN.m$$

$$M_{a.max}^{inter} = -5.79 KN.m$$

$$V^{Max} = 11.85 KN$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65cm$$

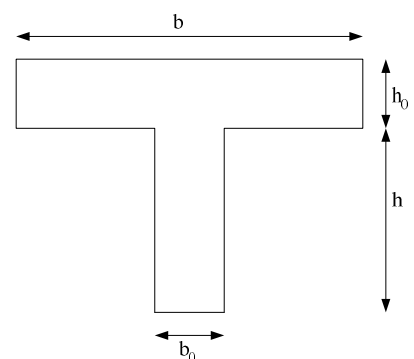
$$h_0 = 4cm$$

$$h = 16cm$$

$$h_t = 20cm$$

$$b_0 = 10cm$$

$$d = 18cm$$



Le calcul du ferrailage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

1) Calcul à l'ELU

A. Armatures longitudinales

a. En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 0.059 MN.m$$

$M_{tu} > M_u = 13.71 \times 10^{-3} MN.m \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.71 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0458 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0458}}{0.8} = 0.0586$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.0586) = 0.175 m$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}}$$

$$A^{travée} = \frac{13.71 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 2.25 cm^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 3HA10 = 2.36 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 cm^2$$

$$A_s = 2.36 cm^2 > A_{\min} = 1.41 cm^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

b. En appuis**❖ Appuis de rives**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20)m^2$.

$$M_{rive}^{a \max} = -2.42 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.42 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0525 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0525}}{0.8} = 0.067$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.067) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{2.42 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 0.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{Min} = 0.21 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

❖ Appuis intermédiaires

$$M_{Interne}^a = -8.09 \text{ KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20)m$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.09 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.175 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\xi_{st}=10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.175}}{0.8} = 0.242$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.242) = 0.162 \text{ m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{8.09 \times 10^{-3}}{0.162 \times 348} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2HA10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.217 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédente et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Calcul des armatures principales

	Élément	M (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopte} (cm ²)
Plancher Terrasse	Travée	16.00	0.0536	0.0689	0.175	2.628	1.412	2HA10+ 1HA12= 2.71
	Appui Intermédiaire	2.28	0.0076	0.0323	0.1777	1.233	0.217	1HA12+ 1HA10= 1.92
	Appui de rive	7.62	0.0255	0.0119	0.179	0.452	0.217	1HA10= 0.79
Etage courant	Travée	14.86	0.0498	0.0639	0.1754	2.4357	1.142	2HA10+ 1HA12= 2.71
	Appui Intermédiaire	6.96	0.0233	0.0295	0.1779	1.1249	0.217	1HA12= 1.13
	Appui de rive	2.34	0.0078	0.0098	0.1793	0.3752	0.217	1HA10= 0.79
Entre sol	Travée	13.71	0.046	0.0588	0.1758	2.2426	1.412	3HA10= 2.36
	Appui Intermédiaire	8.09	0.0271	0.0344	0.1775	1.3102	0.217	1HA10+ 1HA12= 1.92
	Appui de rive	2.42	0.0081	0.0102	0.1793	0.3881	0.217	1HA10= 0.79

➤ Vérification à l'ELU

❖ Cisaillement :

$$V^{\max} = 16.56 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{16.56 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.92 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_U = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié.}$$

a) Choix des armatures transversales

On choisit un étrier $\Phi 8$

$$A_t = 2HA8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement:**

$$t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots (1)$$

$$St \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{tj}K)} \quad (\text{Art A.5.1.2.2})\dots\dots\dots (2)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

$\alpha = 90^\circ$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} = 1.01 \times \frac{0.8 \times 400}{10 \times (0.92 - 0.3 \times 2.1)} = 111.44 \text{ cm}$$

$$St \leq 111.44 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \dots\dots\dots(3)$$

$$S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.4 \times 0.1} = 0.57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

soit $S_t = 15 \text{ cm}$

- ❖ **Vérification à l'effort tranchant:**

- a) **vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

- **appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} (16.56 \times 10^{-3} - \frac{8.09 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) = -0.96 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 3T10 + 1T10 + 1T12 = 4.28 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée.

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l)

- **appui de rive**

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u = 0$.

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 16.56 \times 10^{-3} = 0.476 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.476 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 3T10 + 1T10 = 3.15 \text{ cm}^2$ C'est vérifiée.

b)- Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{16.56 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2}\right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.081 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1.081 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$ C'est vérifiée.

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédente et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.20 : Vérification de cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU

	Cisaillement	Armatures transversales	espacement	Jonction table nervure	Armatures longitudinales aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
Vérifications	$\tau_u = \frac{V_u}{db_0} \leq \bar{\tau}_u$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$	$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b_0}{10}\right)$	$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm})$	$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times dbh_0}$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d}\right)$	$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$
Plancher Terrasse	$\tau_u = 0.632 \text{ MPa}$ Vérifiée	Epingle Φ avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 0.74 \text{ MPa}$ Vérifiée	$A_l = 4.63 \text{ cm}^2$ $A_l \geq -1.68 \text{ cm}^2$ Vérifiée	$A_l = 3.5 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 0.32 \text{ cm}^2$ Vérifiée
Etage Courant	$\tau_u = 0.572 \text{ MPa}$ Vérifiée	Epingle Φ avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 0.67 \text{ MPa}$ Vérifiée	$A_l = 3.84 \text{ cm}^2$ $A_l \geq -1.53 \text{ cm}^2$ Vérifiée	$A_l = 3.5 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 0.29 \text{ cm}^2$ Vérifiée
Entre sol	$\tau_u = 0.92 \text{ MPa}$ Vérifiée	Epingle Φ avec $A_t = 2\text{HA}8 = 1.01 \text{ cm}^2$	$S_t = 15 \text{ cm}$	$\tau_u = 1.08 \text{ MPa}$ Vérifiée	$A_l = 4.28 \text{ cm}^2$ $A_l \geq -0.96 \text{ cm}^2$ Vérifiée	$A_l = 3.15 \text{ cm}^2$ $A_l \geq 0.476 \text{ cm}^2$ Vérifiée

❖ **Vérification des poutrelles à l'ELS**

Il y a lieu de vérifier : - Etat limite d'ouverture des fissures.
 - Etat limite de compression du béton.
 - Etat limite de déformation.

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

❖ **Etat limite de compression du béton**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

❖ **En travée**

$$M_t^{\max} = 9.81 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) \quad \dots\dots\dots \text{BAEL 91.L.III.3}$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 2.44 \times 10^{-5}$$

$$H = 2.44 \times 10^{-5} > 0$$

Alors l'axe neutre passe par la table de compression, donc calcul d'une section rectangulaire (b x h)

Calcul de Y :

$$\frac{b_0}{2} y^2 - 30 \times A \times (d - Y) = 0$$

$$65Y^2 + 70.8Y - 1274.4 = 0 \Rightarrow y = 3.91 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 3.91^3}{3} - 15 \times 2.36 \times (18 - 3.91)^2 \Rightarrow I = 8323.05 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{9.81 \times 10^{-3} \times 0.0391}{8323.05 \times 10^{-8}} = 4.60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.60 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{condition vérifiée} \quad \text{(BAEL E.III.2)}$$

❖ En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_{int.ser}^{a\max} = -5.59KN.m$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A \times (d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.9 \times 10^{-4}$$

H > 0 (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

Calcul de y

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

$$\frac{65}{2} y^2 + 15 \times 1.57 \times y - 15 \times 1.57 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 3.27 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{65}{3} \times 3.27^3 + 15 \times 1.57 \times (18 - 3.27)^2 \Rightarrow I = 5867.3 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^{a\max} \times y}{I} = \frac{5.79 \times 10^{-3}}{5867.3 \times 10^{-8}} \times 0.0327 = 3.22 \text{ MPa} \quad \text{(CBA Art A.5.3.3)}$$

$$\sigma_{bc} = 3.22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Pour les autre types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III.21 : vérification des contraintes à L'ELS

	éléments	M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I x10 ⁻⁴ (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
Plancher terrasse	Travée	11.67	1.30	11745.33	1.30	15	vérifiée
	appui	5.56	3.27	5867.3	3.09	15	vérifiée
Etage courant	Travée	10.75	1.30	11745.33	1.18	15	vérifiée
	appui	5.04	3.27	5867.3	2.80	15	vérifiée
Entre Sol	Travée	9.81	3.91	8323.05	4.6	15	vérifiée
	appui	5.79	3.27	5867.3	3.22	15	vérifiée

❖ **Etat limite de déformation**

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

❖ **Evaluation de la flèche :****(CBA 93 B.6.5.3)**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

BAEL91(Article.L.VI,2)

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée

M_t : Moment réel en travée

M_0 : Moment isostatique

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{430} = 0.0465 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Cette condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

❖ **Evaluation des moments en travée**

$q_{j.ser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$$q_{j.ser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.8 = 2.47 \text{ KN/m}$$

$q_{g.ser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$$q_{g.ser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.2 = 3.38 \text{ KN/m}$$

$q_{p.ser} = 0.65 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{p.ser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.2 + 1.5) = 4.03 \text{ KN/m}$$

$$M_{j.ser} = 0.75 \times \frac{q_{j.ser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{2.47 \times 4.30^2}{8} = 4.28 \text{ KN.m}$$

$$M_{g.ser} = 0.75 \times \frac{q_{g.ser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.38 \times 4.30^2}{8} = 7.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{p.ser} = 0.75 \times \frac{q_{p.ser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.03 \times 4.30^2}{8} = 9.31 \text{ KN.m}$$

❖ **Propriétés de la section**

Position de l'axe neutre

$$y = 3.91 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie

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

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.36 \times \left(18 - \frac{20}{2}\right)^2$$

$$I_0 = 45598.93 \text{ cm}^4 \quad (\text{Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)})$$

Calcul de λ_i et λ_v

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{10 \times 18} = 0.013 \quad \text{Le rapport de l'aire de la section tendue a l'aire de la section}$$

utile de la nervure.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad \dots \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots \quad \text{Déformation différée.}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.013} = 3.28$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.28 = 1.31$$

❖ Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{4.28 \times (0.18 - 0.0391) \times 10^{-3}}{8323.05 \times 10^{-8}} = 108.68 MPa$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{7.81 \times (0.18 - 0.0391) \times 10^{-3}}{8323.05 \times 10^{-8}} = 198.32 MPa$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{9.31 \times (0.18 - 0.0391) \times 10^{-3}}{8323.05 \times 10^{-8}} = 236.41 MPa$$

❖ Calcul de μ

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{si : } \mu > 0 \quad \text{si non } \mu = 0.$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 108.68 + 2.1} = 0.89 > 0 ;$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 198.32 + 2.1} = 0.895 > 0$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01228 \times 236.41 + 2.1} = 0.9 > 0$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 MPa$$

$E_i = 32164.2 MPa$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 MPa \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

❖ Moment d'inertie fictive (I_f)

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante :

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu} : \text{le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence}$$

éventuelle des fissures dans les zones tendues.

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + 3.28 \times 0.89} = 12798.23 cm^4.$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + 3.28 \times 0.895} = 12744.89 \text{ cm}^4.$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + 3.28 \times 0.9} = 12692 \text{ cm}^4.$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 45598.93}{1 + 1.31 \times 0.895} = 23088.6 \text{ cm}^4.$$

❖ **Evaluation des flèches :**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = \frac{4.28 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 32164.20 \times 12798.23 \times 10^{-8}} = 0.00192 \text{ m}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = \frac{7.81 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 32164.2 \times 12744.89 \times 10^{-8}} = 0.0035 \text{ m}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = \frac{9.31 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 32164.2 \times 12692 \times 10^{-8}} = 0.0042 \text{ m}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = \frac{9.31 \times 10^{-3} \times 4.30^2}{10 \times 10721.40 \times 23088.6 \times 10^{-8}} = 0.00231 \text{ m}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00231 - 0.00192 + 0.0042 - 0.0035 = 0.00109 \text{ m} = 0.109 \text{ cm}$$

❖ **La flèche admissible**

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.

- $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow$ Pour une portée > 5 m.

Dans notre cas, la portée de la poutre est inférieure à 5m.

$$\Delta f = 0.109 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.86 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau III.22 : Schéma de ferrailage des poutrelles

ype	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher terrasse			
Etage courant			
Entre sol			

II.2.1.7 Ferrailage de la dalle de compression

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles

Selon le CBA93 (Article B.6.8.4.2.3) :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 \perp \text{ aux poutrelles}$$

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

b) Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$A_{//} = 4 \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 \perp // \text{ aux poutrelles}$$

Espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

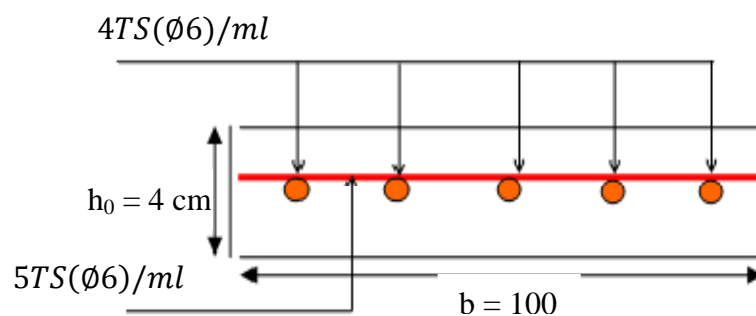
➤ Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Figure III.8 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression

III.2.2 étude des dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. Cette plaque peut être encastrée sur deux ou plusieurs appuis, comme elle peut être assimilée à une console.

Dans le cas de notre projet, on a un seul type de dalles pleines:

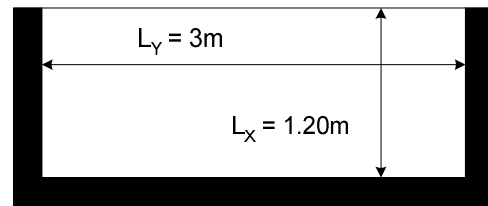
- Dalle sur trois appuis ;

$$\rho = \frac{I_x}{I_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant I_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille suivant les deux sens.

III.2.2.1. Dalle sur trois appuis (type 1)



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{3} = 0.4 \leq 0.4$$

Figure III.9. Schéma d'une dalle sur trois appuis (Type1)

La dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Méthode de calcul : on utilise la théorie des lignes de rupture (BAEL 91), et on détermine les moments isostatiques sollicitant la pièce comme suit :

On $\frac{L_y}{2} = 1.5m > L_x = 1.2m$ alors

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

a) Calcul des sollicitations

❖ **Evaluation des charges et surcharge**

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

$$Q = 3.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$e = 14 \text{ cm}$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_u = 1.35G + 1.5Q = 11.86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_s = G + Q = 8.4 \text{ KN} / \text{m}^2$$

❖ **Calcul à l'ELU**

Le calcul des sollicitations se fait en supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 11.96 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 3.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 11.96 = 10.16 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 3.41 = 2.89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_{ox} = -3.58 \text{ KN.m (appuis derive)}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{11.86 \times 1.2}{2} = 7.11 \text{KN}$$

Ferraillage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{140}{10} = 14 \text{mm} \quad \text{soit : } \phi = 14 \text{mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 2 \right) = 11.3 \text{cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{1.4}{2} + 1.4 + 2 \right) = 9.9 \text{cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \cdot e) \text{m}^2$.

a) Selon L_x **En travée**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{10.16 \times 10^{-3}}{1 \times (0.113)^2 \times 14.2} = 0.056 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.072 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{10.16 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.072) \times 0.113} = 2.66 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_x^t = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2$$

En appuis

$$M_x^a = -3.58 \text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{3.58 \times 10^{-3}}{1 \times (0.113)^2 \times 14.2} = 0.0197 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0248 \\ A_x^a = \frac{M_u^a}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{3.58 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0248) \times 0.113} = 0.92 \text{cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^a = 0.92 \text{cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$$e = 14\text{cm}$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.4) \times 1 \times 0.14}{2}$$

$$A_x \geq 1.456\text{cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a < A_{\min} \end{cases}$$

On a A^a n'est pas vérifiée, donc on ferraille avec A^{\min}

$$A_x^a = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

b) Selon L_y

En travée

$$M_y^t = 2.89\text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_y^t}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{2.89 \times 10^{-3}}{1 \times (0.099)^2 \times 14.2} = 0.02 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.0252 \\ A_y^t = \frac{M_y^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_y} = \frac{2.89 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0252) \times 0.099} = 0.471\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

En appuis

$$M_y^a = -3.58\text{KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_y^a}{b \times d_y^2 \times f_{bu}} = \frac{3.58 \times 10^{-3}}{1 \times (0.099)^2 \times 14.2} = 0.025 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.031 \\ A_y^a = \frac{M_y^a}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_y} = \frac{3.58 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.031) \times 0.099} = 1.05\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ Vérification des valeurs minimales (condition de non fragilité)

$$e = 14\text{cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

$$\text{avec : } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t < A_{\min} \\ A^a < A_{\min} \end{cases}$$

On a les deux sections ne sont pas vérifiées, donc on ferraille avec A^{\min}

$$A_y^t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

$$A_y^a = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

Espacement des armatures

Sens x-x: $St_y \leq \min(3h, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; on adopte $St_y = 25\text{cm}$.

Sens y-y : $St_x \leq \min(4h, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; on adopte $St_x = 25\text{cm}$.

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.11 \times 10^{-3}}{1 \times 0.113} = 0.063\text{MPa} \quad (\text{pas de risque de cisaillement})$$

$$\tau_u = 0.063\text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.23. Ferrailage du balcon sur trois appuis

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	10.16	2.66	4HA10=3.14 cm ²
	En appuis	-3.58	0.92	4HA8=2.01 cm ²
Sens y-y	En travée	2.89	0.47	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-3.58	1.84	4HA8=2.01 cm ²

❖ Vérification à l'ELS

$$P_s = G + Q = 8.4 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 8.46\text{KN.m} \\ M_{oy} = 2.42\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x.ser}^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 8.46 = 7.191 \text{KN.m} \\ M_{y.ser}^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 2.42 = 2.057 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_{x.ser}^a = M_{y.ser}^a = -0.3 \times M_{ox} = -2.157 \text{KN.m (appui derive)}$$

❖ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MP}$$

Avec :

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.24. Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	7.191	2.825	4134.495	4.9	15	Vérifiée
Selon y-y	2.057	2.160	2142.137	2.074	15	Vérifiée
appui	2.157	2.326	2847.536	2.307	15	Vérifiée

❖ Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{120} = 0.116$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625 < \frac{h}{L} = 0.116 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = \frac{7.191}{10 \times 8.46} = 0.085$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.116 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 11.3} = 0.0027$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = 0.0027 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots c'est vérifié$$

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots (3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{300} = 0.046$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.046$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec : f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

f_{ip} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{l}{500}$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{300}{500} = 0.6cm .$$

$$\Rightarrow f_{adm} = 0.6cm$$

Le calcul de la flèche est effectué à l'aide du logiciel Socotec

La flèche totale $\Delta f_t = 0.015cm < f_{adm} = 0.6cm$ C'est vérifiée

Schémas de ferrailage :

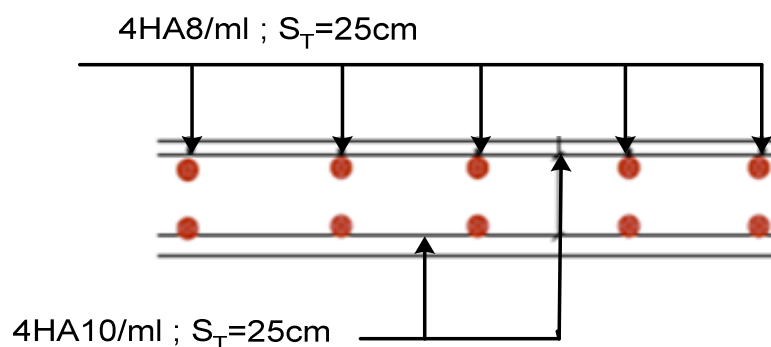


Figure III.10. Schéma de ferrailage balcon sur trois appuis (Type1).

III.2.2. Dalle sur trois appuis (type 2)

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{4} = 0.3 \leq 0.4$$

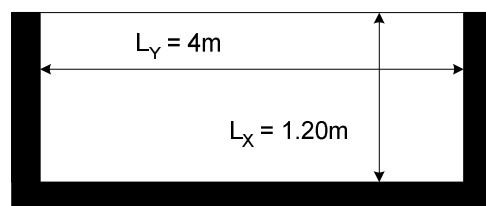


Figure III.11. Schéma d'une dalle sur trois appuis (Type2)

❖ Calcul à l'ELU

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Ferrailage du balcon sur trois appuis

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	17.42	4.37	4HA12=4.52 cm ²
	En appuis	-6.15	2.00	4HA8=2.01 cm ²
Sens y-y	En travée	2.90	1.44	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-6.15	1.44	4HA8=2.01 cm ²

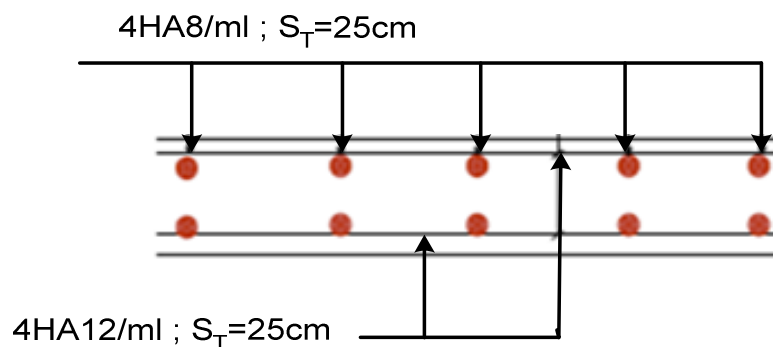
❖ Vérification à l'ELS

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	12.333	3.294	5537.089	7.336	15	Vérifiée
Selon y-y	2.057	2.160	2142.137	2.074	15	Vérifiée
appui	4.353	2.326	2847.536	3.555	15	Vérifiée

Schémas de ferrailage :

**Figure III.12.** Schéma de ferrailage balcon sur trois appuis(Type2).

III.3. LES ESCALIERS

III.3.1. Définition

Un escalier est une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, il peut être en béton armé, en acier ou en bois.

Dans notre structure on a un seul type d'escalier et il est fait en béton armé.

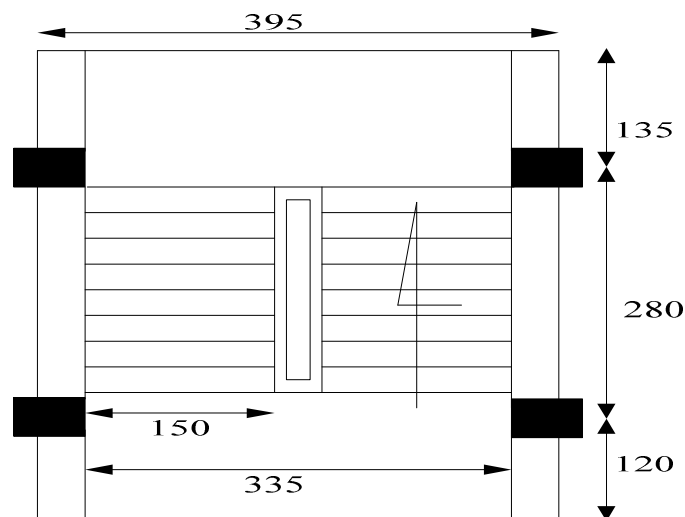


Figure III.13 : Coupe en plan de l'escalier à calculer

III.3.2. Etude de l'escalier

Les escaliers se calculent à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre de portée horizontale « L » uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM ou par la méthode des charges équivalentes.

Notre type d'escalier est composé de :

- Un palier d'épaisseur 15cm.
- Deux volées parallèles d'épaisseur 15cm.
- Giron de 30cm.
- Contre marche de 17cm.

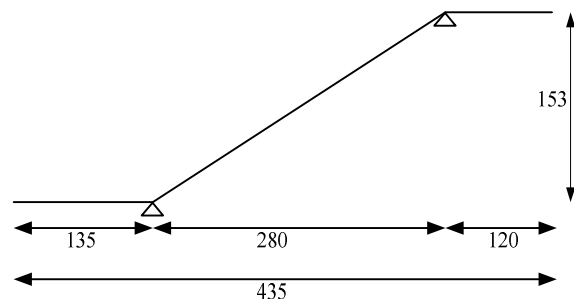


Figure III.14 : Schéma statique

➤ **Evaluation des charges et surcharges :**

$$\begin{array}{l}
 \text{- La volée : } \begin{cases} G_V = 8.002 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases} \\
 \text{- Le palier : } \begin{cases} G_P = 5.15 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}
 \end{array}$$

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$\begin{aligned}
 q_V &= 1.5Q_V + 1.35G_V \Rightarrow q_V = 1.5 \times 2.50 + 1.35 \times 8.002 \\
 q_V &= 14.552 \text{ KN} / \text{ml}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_P &= 1.5Q_P + 1.35G_P = 1.5 \times 2.5 + 1.35 \times 5.15 \\
 q_P &= 10.702 \text{ KN} / \text{ml}
 \end{aligned}$$

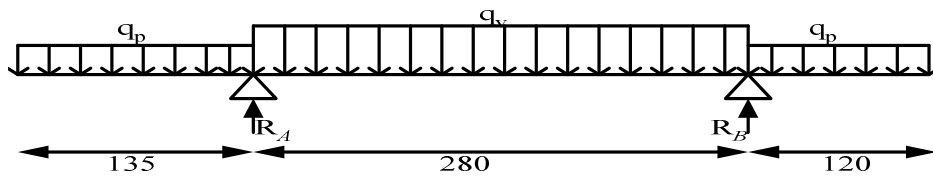


Figure III.15 : Chargement affecté à l'escalier

$$q_V = 14.552 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_P = 10.702 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Par la méthode RDM on trouve :

$$R_A = 35.55 \text{ KN} \quad \text{Et} \quad R_B = 32.48 \text{ KN}$$

- $0 \leq x \leq 1.35 \text{ m}$

$$M(x) = -5.351x^2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.35) = -9.752 \text{ KN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -10.702x$$

$$\begin{cases} T(0) = 0 \text{ KN} \\ T(1.35) = -14.447 \text{ KN} \end{cases}$$

- $1.35 \leq x \leq 4.15 \text{ m}$

$$M(x) = -7.276x^2 + 40.748x - 51.77$$

$$\begin{cases} M(1.35) = -10.02 \\ M(4.15) = -7.976 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -14.552x + 40.748$$

$$\begin{cases} T(1.35) = 21.102 \text{ KN} \\ T(4.15) = -19.64 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T(x) = 0 \Rightarrow x = 2.8 \quad \text{On trouve } M(2.8) = 5.28 \text{ KNm}$$

- $0 \leq x \leq 1.2 \text{ m}$

$$M(x) = -5.351x^2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.2) = -6.421 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -10.702x$$

$$\begin{cases} T(0) = 0 \text{ KN} \\ T(1.2) = -12.842 \text{ KN} \end{cases}$$

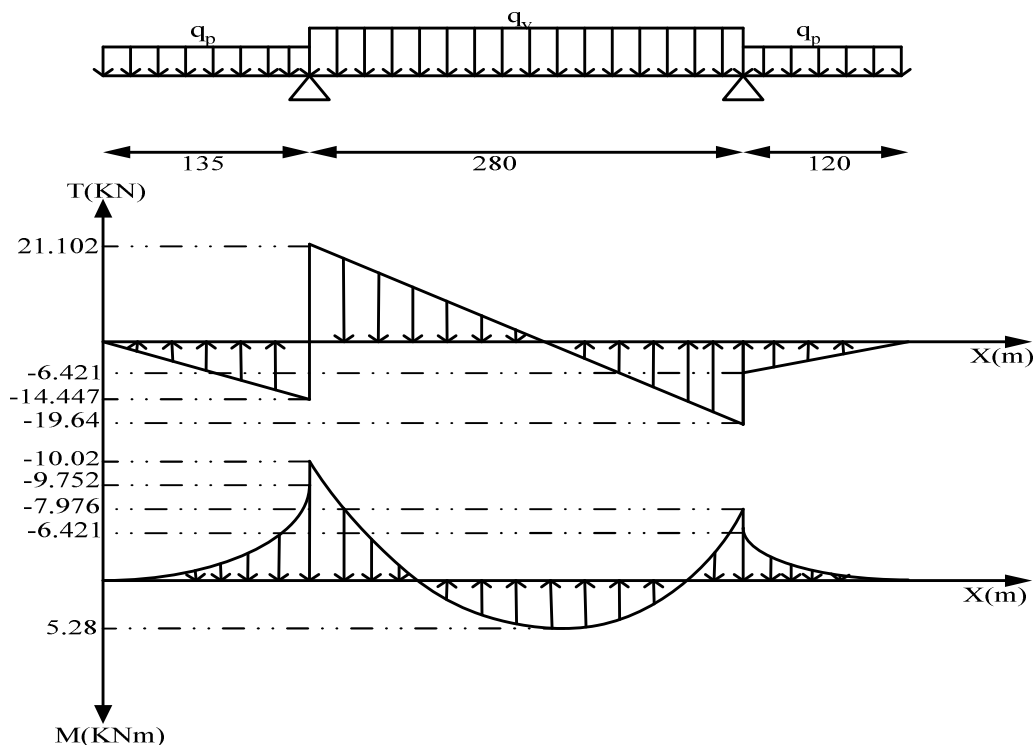


Figure III.16 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELU

$$M^{\max}(x = 1.35) = -10.02 \text{ KN.m}$$

$$V^{\max} = 21.102 \text{ KN}$$

➤ **Moment en travée et appuis**

$$M^t = 0.85 \times (10.02) = 8.517 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0.4 \times (10.02) = 4.008 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage de l'escalier à l'ELU**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml

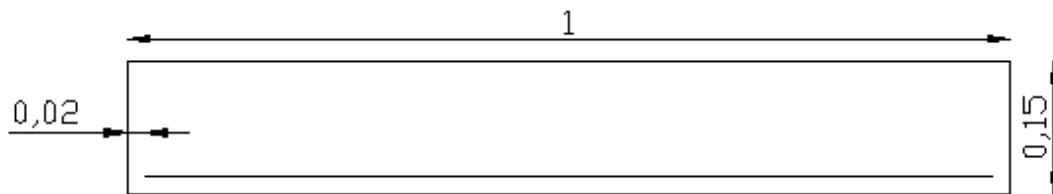


Figure III.17 Schéma de section à ferrailer

Tableau III.27. Résultats de ferraillages

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm ²)	A adoptée (cm ²)
En travée	8.517	0.035	0.044	0.127	1.92	5T8 = 2.51
En appui	4.008	0.016	0.02	0.128	0.9	4T8 = 2.01

Répartition des armatures

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A}{4} = \frac{2.51}{4} = 0.627 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ Vérifications à l'ELU

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_t = 3.16 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ vérifiée

En appuis : $A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2$ vérifiée

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.102 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.16 \text{ MPa}$$

➤ Fissuration peu nuisible :

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.24 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant:

$$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_t = 2.01 + 3.93 = 5.94 \quad A_t = 2.01 + 2.51 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 5.94 \geq \frac{1.15 \times 21.102 \times 10^{-3}}{400} = 0.6 \text{ cm}^2 \text{vérifiée}$$

➤ Espacement des armatures

• Armatures longitudinales

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3 \text{ h}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

• Armatures transversales:

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \text{ h}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

❖ Calcul à l'ELS :

$$q_v = Q_v + G_v \Rightarrow q_v = 2.50 + 8.002$$

$$q_v = 10.502 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_p = Q_p + G_p = 2.5 + 5.15$$

$$q_p = 7.65 \text{ KN} / \text{m}^2$$

➤ Calcul des sollicitations

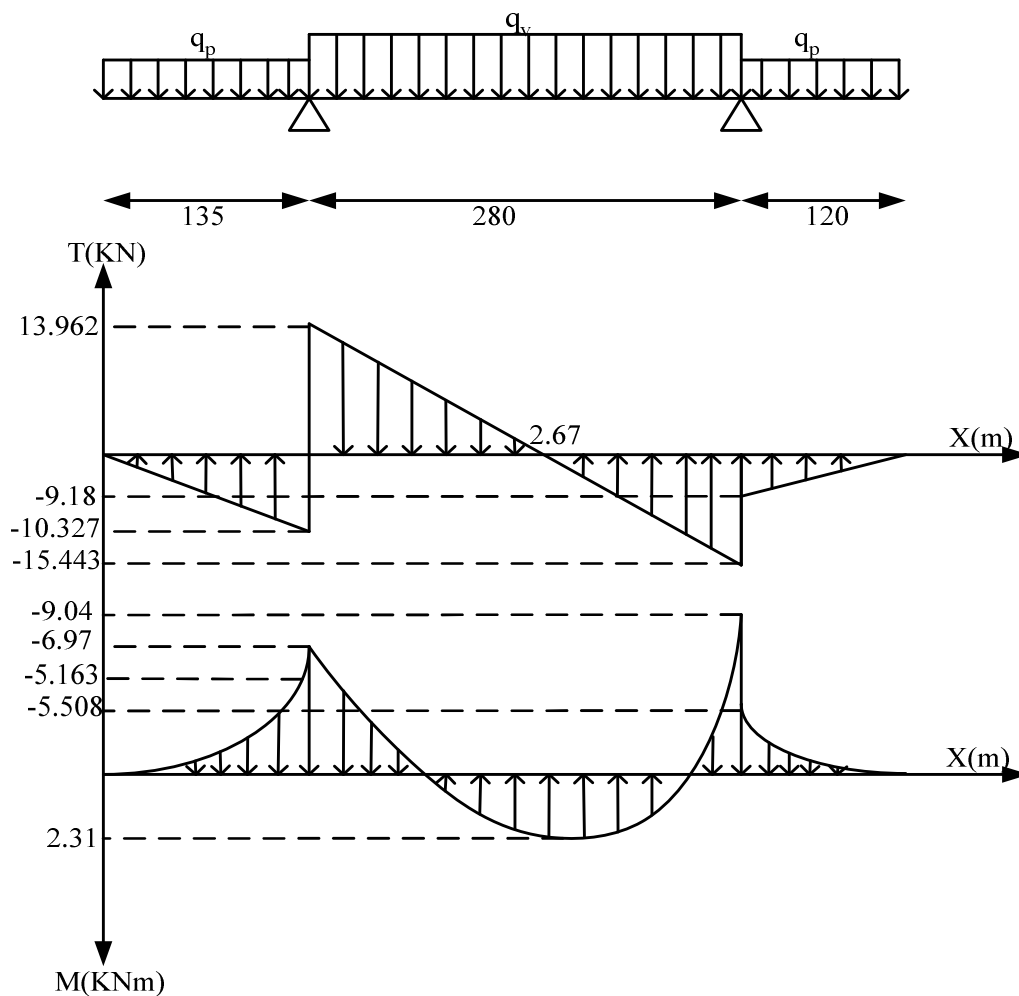


Figure III.18 Diagrammes des efforts tranchants et des moments fléchissant à l'ELS

Le moment max et l'effort tranchant max sont :

$$M^{\max}(x = 1.35) = -9.04 \text{ KN} . \text{m}$$

$$V^{\max} = 13.962 \text{ KN}$$

➤ Moment en travée et appuis

$$M^t = 0.85 \times 9.04 = 7.684 \text{ KN.m}$$

$$M^a = 0.4 \times 9.04 = 3.616 \text{ KN.m}$$

➤ **Contrainte d'adhérence**

$$\tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \psi = 1.5 \rightarrow \text{pour les (HA)}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_{\max}}{0.9 \cdot d \cdot \sum U_i}$$

$\sum U_i$: étant la somme des périmètres des barres

$$\sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi$$

$$b = 1 \text{ m} \quad S_t = 20 \text{ cm} \quad n = 5 \text{ barres } \Phi 8$$

$$\Rightarrow \sum U_i = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{ser} = 0.95 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 2.835 \text{ MPa} \quad \text{c'est vérifier}$$

➤ **Etat limite de compression de béton**

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du

béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma}_{bc}$

La position de l'axe neutre est donnée par la résolution de l'équation suivante :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$$

Moment d'inertie

$$I = \frac{bY^3}{3} + 15A(d - Y)^2$$

Contraintes σ_{bc}

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y$$

Contraints $\overline{\sigma}_{bc}$

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

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.28 Vérification des contraintes à l'E.L.S

Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	7.684	2.77	4648.64	4.57	15	
Appui	3.616	2.51	3844.81	2.36	15	

➤ **État limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{535} = 0.028 \geq 0.062 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc on procède a la vérification de la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

- $f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.
- $f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow$ Pour une portée > 5 m.

Dans notre cas, la portée de la poutre est inférieure à 5m.

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = 0.56cm$$

Tableau III.29 Vérification de la flèche à l'E.L.S

M_{ser} (KN.m)	M_{jser} (KN.m)	3.612
	M_{gser} (KN.m)	3.822
	M_{pser} (KN.m)	5.017
I_0 (Cm ⁴)		29263.91
ρ		0.002
λ_i		10.5
λ_v		4.2
σ_{sj} (Mpa)		119.23
σ_{sg} (Mpa)		126.162
σ_{sp} (Mpa)		165.6
μ_j		-0.203
μ_g		-0.18
μ_p		-0.07

I_{ij}^f (m ⁴)	-28449.22
I_{ig}^f (m ⁴)	-36168.87
I_{ip}^f (m ⁴)	121472.83
I_{vg}^f (m ⁴)	131927.46
f_{ji} (mm)	-0.3
f_{gi} (mm)	-0.25
f_{pi} (mm)	0.1
f_{gv} (mm)	0.09
Δf (mm)	0.74
f_{adm} (mm)	5.6

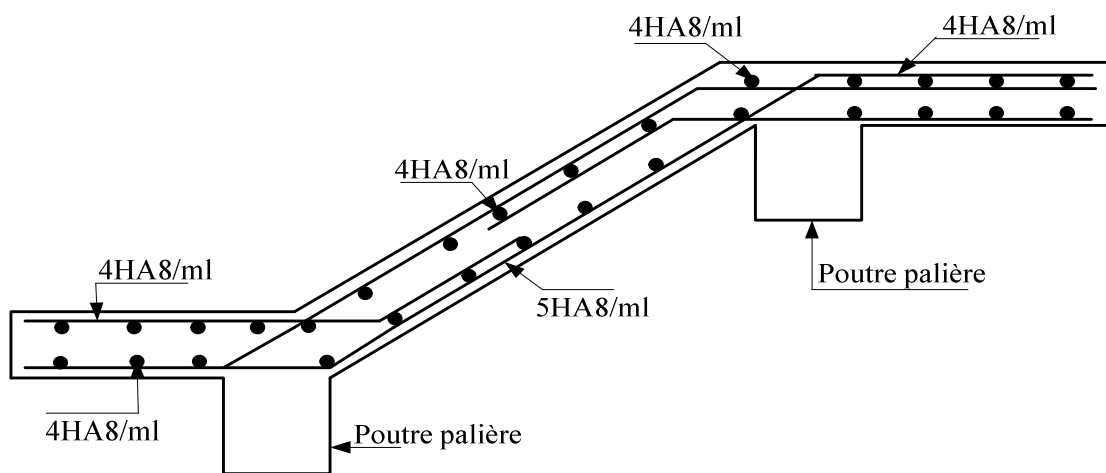


Figure III.19 Schéma de Ferrailage de l'escalier

III. 3. 3. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

❖ Dimensionnement

Condition de la flèche :

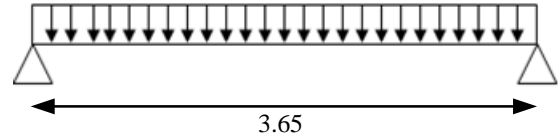


Figure III.20 Schéma statique du la poutre palière

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24.33cm \leq h \leq 36.5cm$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad (RPA.VII.7.5)$$

On prend : h=35cm ; b=30cm.

❖ Les charges sur la poutre

G_0 : Poids propre de la poutre

$$G_0 = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{ KN / m}$$

$$G_v = 14.552 \times 1.25 = 18.19 \text{ KN / m}$$

$$G_p = 10.702 \times 1.2 = 12.842 \text{ KN / m}$$

❖ Les sollicitations de la poutre palière

Tableau III.30 Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$R_B = 18.72 \text{ KN}$	$R_B = 13.82 \text{ KN}$
$P_u = 1.35 G_0 + R_B + 1.5Q$	$P_s = G_0 + R_B + Q$
$P_u = 26.01 \text{ KN/m}$	$P_s = 18.94 \text{ KN/m}$
$M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 43.314 \text{ KN.m}$	$M_0 = \frac{P_s \times L^2}{8} = 31.541 \text{ KN.m}$
$M^t = 0.85M_0 = 36.817 \text{ KN.m}$	$M^t = 0.85M_0 = 26.809 \text{ KN.m}$
$M^a = -0.5M_0 = -21.657 \text{ KN.m}$	$M^a = -0.5M_0 = -15.77 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 47.468 \text{ KN.}$	$V_s = \frac{P_s \times L}{2} = 34.565 \text{ KN.}$

III. 3. 3.1 Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

b =30cm h =35cm d = 32cm $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ $f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa}$ $f_{st} = 400 \text{ Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.31 Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$
Travée	36.817	0.084	0.110	0.306	3.45	5.25
Appui	21.657	0.05	0.064	0.311	2.001	5.25

Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{\min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{\min} = 5.25 \text{ cm}^2$

❖ **Vérification à l'ELU**

• **l'effort tranchant**

$$V_u = 47.468 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.494 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28}; 4 \text{ MPa}\right) \end{cases} \quad \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifié}$$

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A_l > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A_l > \left(47.468 - \frac{21.657}{0.9 \times 0.32}\right) \times 10^{-3} \times \frac{1.15}{400}$$

$$A_l > -0.797 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

• **Calcul de l'espacement S_t**

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.8 \text{ cm}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} S_t = 15 \text{ cm} & \text{..... en travée} \\ S_t = 10 \text{ cm} & \text{..... en appui} \end{cases}$$

• **Calcul des armatures transversales à la flexion simple**

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_l^{\min}\right) \Rightarrow \phi \leq 11 \text{ mm} ; \text{ On prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e}$$

$$A_t \geq -0.191 \text{ cm}$$

On adopte $A_t = 2\Phi 8 = 1.004 \text{ cm}^2$

III. 3.3.2 Calcul de la section d'armature a la torsion

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis parle palier et la volée

C'est le moment d'appui de l'escalier.

$$M^{torsion} = M_{Tu} = 4.51 \text{ KNm}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section

U : périmètre de la section

Ω : Air du contour tracer ami hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_1 : section d'acier

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (0.30 - 0.05) \times (0.35 - 0.05) = 0.075 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \times [(0.30 - 0.05) + (0.35 - 0.05)] = 1.1 \text{ m}$$

$$A_{Torsion} = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.95 \text{ cm}^2$$

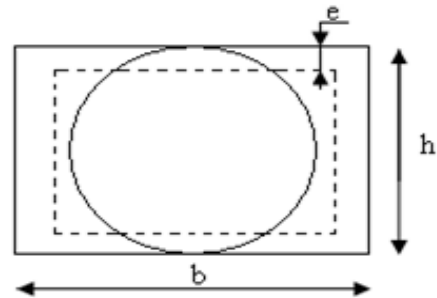


Figure III.21 Section creuse équivalente

❖ Vérification de la de contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{4.51 \times 10^{-3}}{2 \times 0.075 \times 0.05} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{utor} < \tau_{adm} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

❖ Vérification vis-à vis de l'effort tranchant

$$\tau = \sqrt{\tau_{fs}^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.494^2 + 0.6^2} = 0.777 \text{ MPa} < 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié BAEL9 (article I.III)}$$

❖ Calcul des armatures transversales à la torsion

On fixe l'espacement comme suit :

- En travée : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{TOR} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.13 \text{ cm}^2$$

En appuis : $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_T = \frac{M_{TOR} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.086 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

❖ Section d'armatures finale

• En travée

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.45 + \frac{0.95}{2} \Rightarrow A^t = 3.925 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A^t , Soit : $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

• En appui

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.001 + \frac{0.95}{2} \Rightarrow A^a = 2.476 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.35 \text{ cm}^2.$$

On ferraille avec A_{\min} , Soit : $A^a = 3\text{HA}12 = 2.476 \text{ cm}^2$

La section d'armature transversale totale à prendre en travée et en appuis est :

$$A_T = 0.5 + 1.35 = 1.85 \text{ cm}^2. \text{ On opte } A_T = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (cadre } \Phi 8 \text{ et épingle } \Phi 8)$$

❖ Vérification à l'ELS

➤ Etat limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du

béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton. $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.32 Vérification des contraintes à l'E.L.S

Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée
Travée	26.809	10.066	43539.564	6.198	15	
Appui	-15.77	7.748	26495.5	4.611	15	

➤ **État limite de déformation**

• **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{365} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.095 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{35}{365} \geq \frac{26.809}{10 \times 31.54} \Rightarrow 0.095 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 32} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0048 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3.3.3. Schéma de ferrailage de la poutre palière

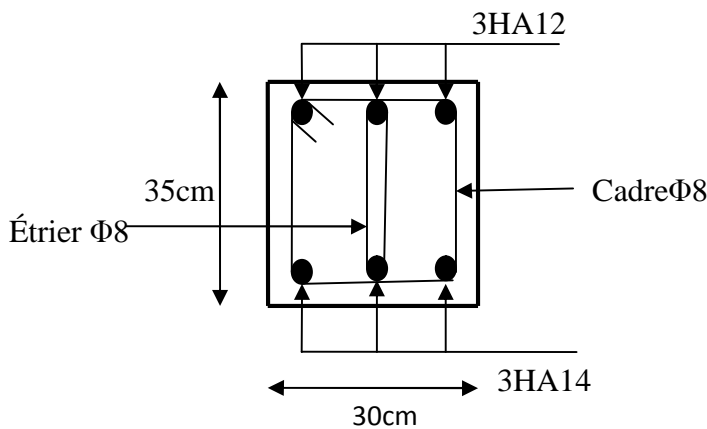


Figure III.22 Ferrailage de la Poutre palière

III.4. CALCUL DES CHAINAGES

III.4.1 Définition

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

III.4.2 Dimensionnement

On a : $L_{\max} = 3.65\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 24.33\text{cm} \leq h \leq 36.5\text{cm}$$

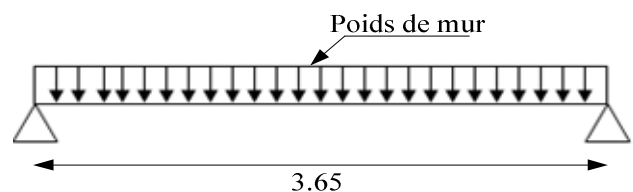


Figure III.23 Schéma statique du chainage

Soit : $h_t = 30$ cm

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

❖ Vérification

$h_t \geq 15 \text{ cm}$ vérifiée.

$b \geq \frac{2h}{3} = 20 \text{ cm}$ vérifiée.

a) les sollicitations

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$.
- Poids du mur : $G_M = 2.85 \times (3.06 - 0.30) = 7.87 \text{ KN/m}$.

Donc : $G = 10.12 \text{ KN/m}^2$.

$$P_u = 1.35 \times G \Rightarrow P_u = 13.66 \text{ KN/m}$$

$$P_s = G = 10.12 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul à l'E.L.U

$$M_0 = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 22.64 \text{ KN m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 19.244 \text{ KNm}$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -11.32 \text{ KNm}$$

b) Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau III.33 Calcul des armatures principales

Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	19.244	0.062	0.08	0.261	2.11	3HA10=2.36
Appui	-11.32	0.0364	0.046	0.265	1.227	3HA10=2.36

➤ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.98 cm^2 .$$

$A > A_{min}$ vérifiée.

❖ Vérifications à l'ELU

➤ à l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Avec : } V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 24.93 KNm$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.93 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.27} = 0.31 Mpa$$

$$\overline{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28} ; 4 MPa] = 3.25 MPa$$

$\tau_u \leq \overline{\tau}_u$ vérifiée

❖ calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min} \right) = 10 mm$$

Soit cadres T8 plus étriers T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 cm^2$

❖ calcul des espacements

$$St = \min \left\{ \begin{array}{l} (0,9 \times d; 40 cm) = 24.3 cm. \\ \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 67.3 cm. \\ \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} < 0 \end{array} \right.$$

On adopte: $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications à l'ELS**

❖ **Etat limite d'ouverture des fissures**

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

❖ **Vérification de la contrainte dans le béton :**

$$M_0 = P_s \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 16.85 \text{ KN m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 14.32 \text{ KNm}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -8.42 \text{ KNm}$$

Calcul de la position de l'axe neutre y

$$A = 2.36 \text{ cm}^2; \quad b = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0 \Rightarrow y = 6.89 \text{ cm}$$

Calcul de I :

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 15297.44 \text{ cm}^4$$

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

6.45 MPa < 15 MPa vérifiée

❖ **Evaluation de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'un des conditions suivantes n'est pas satisfait :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{365} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.095 \geq 0.0625 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow \frac{35}{365} \geq \frac{14.32}{10 \times 16.85} \Rightarrow 0.095 \geq 0.085 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.36}{30 \times 27} \leq \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0029 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

c) Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

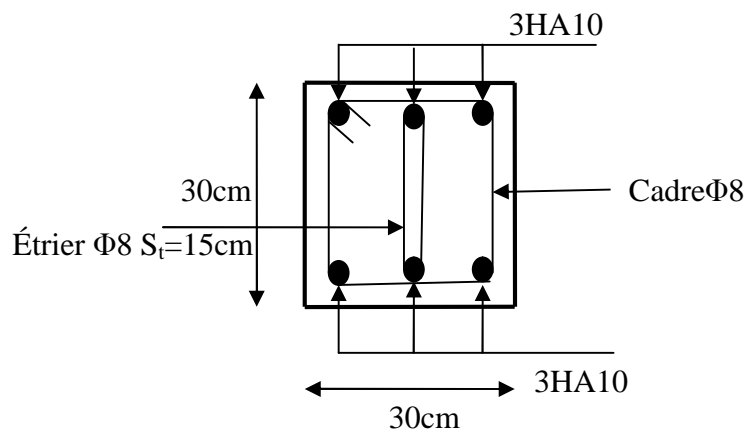


Figure III.24. Ferrailage de la Poutre de chaînage

III.5. ACROTÈRE

III.5.1. Définition

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

$$S_{inacce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{inacce} = 0.0985 m^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

III.5.2. Evaluation des charges :

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46 KN$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : $e = 1.5 cm$) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18 KN$.

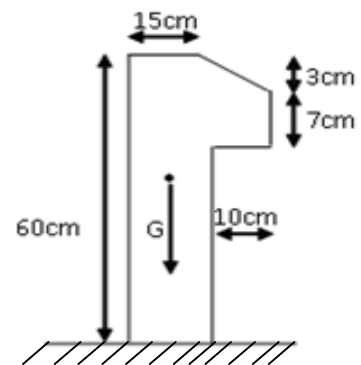


Figure III.25. Acrotère

- Poids d'enduit intérieur (ciment : $e = 2\text{cm}$) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24\text{KN}$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88\text{KN}.$$

$$Q = 1\text{KN}.$$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad \text{RPA99 (Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A = 0,15$).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38\text{KN}.$$

Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085\text{m}$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32\text{m}$$

➤ Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88\text{KN}$$

$$M_G = 0.$$

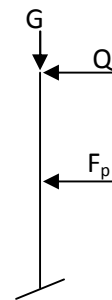
$$N_Q = 0$$

$$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6\text{KNm}.$$

$$N_{F_p} = 0$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441\text{KNm}$$

L'acrotère travaille en flexion composée.



➤ **Combinaisons d'actions****Tableau III.34.** Combinaison d'action

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

III.5.3. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : $1,35G + 1,5Q$.

$$N_u = 3.88 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.90 \text{ KNm}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0.1 \text{ m} \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

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

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

CBA93 (Article A.4.3.5)

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

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

III.5.4. Calcul à L'ELU

❖ Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composés sont :

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$

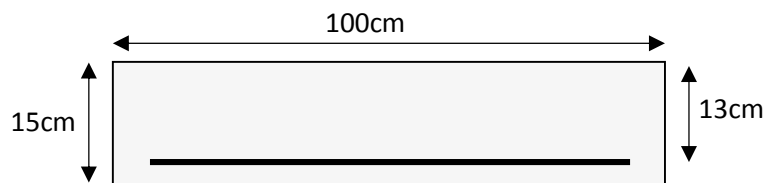


Figure III.26. Section à ferrailer.

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213KNm$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A'_s = 0.$$

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27cm^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16cm^2.$$

❖ Vérification à l'ELU

a) Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56cm^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56cm^2$.

Se qui fait $4T8 = 2.01cm^2 / ml$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502cm^2 \Rightarrow 4T6 = 1.13cm^2 / ml.$$

❖ Calcul des espacements

$$\text{Les armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm \quad \text{soit } S_t = 30cm$$

$$\text{Les armatures de répartition : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33cm \quad \text{soit } S_t = 30cm$$

b) Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \quad V_u = F_p + Q = 2.38KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}.$$

On a $\tau_u = 0.0183 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u$ c'est vérifiée.

III.5.5. Vérifications à L'ELS

Vérification de la contrainte d'adhérence limite:

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad \text{BAEL91 (Article J.II.2)}$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$ c'est vérifiée.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa}$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

$$I = \frac{b}{3} \times y_{ser}^3 + 15 \times \left[(A_s \times (d - y_{ser})^2 + A'_s \times (y_{ser} - d')^2) \right]$$

Détermination de y_{ser}

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263m$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

Avec :

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

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

On $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$, $b = 1m$ et $c = -0.133m$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

Calcul de I :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa$$

III.5.6. Schéma de ferrailage

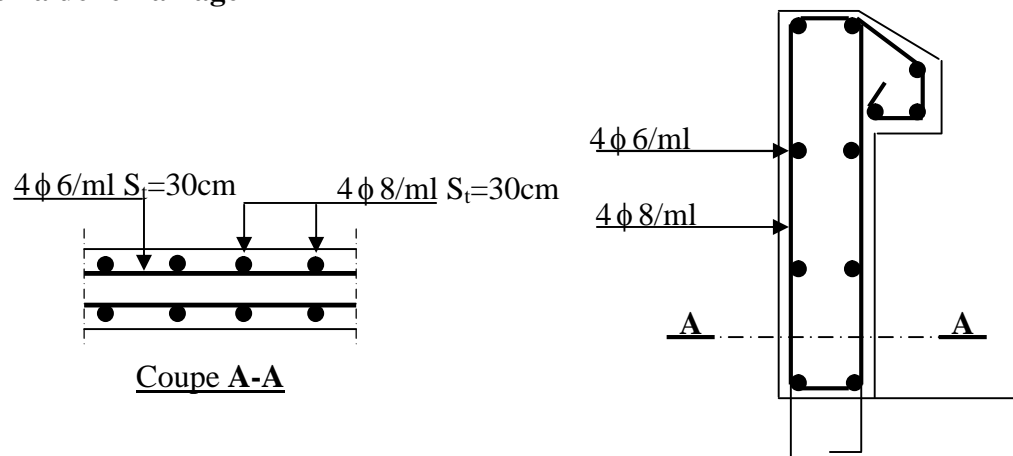


Figure III.27. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

IV.1. INTRODUCTION

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature des matériaux considérés, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100 km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300 km ; cette profondeur n'est pratiquement jamais supérieure à 700 km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité : ils peuvent être à l'origine de vastes dislocations, appelées « failles ».

Selon le **RPA99/** version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a), tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003, la structure sera mixte (voiles+portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

Dans cette étude On fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, Le logiciel utiliser est le **SAP2000 version.14.1.0.**

IV.2. OBJECTIFS ET EXIGENCES

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- ❖ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'**ELU**).
- ❖ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour lesquels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

IV.3. METHODES DE CALCUL

Les règles parasismiques (*RPA99 addenda 2003*) offrent trois méthodes de calcul :

- ❖ La méthode statique équivalente.
- ❖ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ❖ La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunies car elle est irrégulière en plan et en élévation, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.4. ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

IV.4.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- \quad T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.4).}$$

$$2- \quad T_2 = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 31.2 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T .

D'où : $T_1 = 0.66\text{s}$.

$$\begin{cases} \text{sens (X): } D = 26.35 \text{ m} & \text{donc: } T_2 = 0.54\text{s.} \\ \text{sens (Y): } D = 13.9 \text{ m} & \text{donc : } T_2 = 0.75\text{s.} \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_{Sx} = 1.3 \times \min(0.54, 0.75) = 0.702\text{s} \\ T_{Sy} = 1.3 \times \min(0.75, 0.75) = 0.975\text{s} \end{cases}$$

IV.4.2. Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

$$\text{Dans notre cas : } \begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on à un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. **RPA 99** (Article .4.2.3).

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

(Tableau 4.4 du RPA99 addenda 2003)

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère Q	Valeurs de $p_q(x)$		Valeurs de $p_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation		0.5		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

Donc : $Q_x = Q_y = 1.2$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

On a un remblai reposant sur une couche de limon marneux (Site S4) $\begin{cases} T_1 = 0.15 s \\ T_2 = 0.70 s \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3).}$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4,2 , RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$. **RPA** (Article 4.2.3)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que : $\begin{cases} T_{Sx} = 0.702s \\ T_{Sy} = 0.975s \end{cases}$

$$T_2 = 0.7s \leq T_{Sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sx}} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.7}{0.702} \right)^{2/3} \quad donc: D_x = 2.03$$

$$T_2 = 0.7s \leq T_{Sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sy}} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.816 \left(\frac{0.7}{0.975} \right)^{2/3} \quad donc: D_y = 1.63$$

W : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.2$

Tableau IV. 2 : Les poids des différents niveaux

Niveau	W_G (KN)	βW_Q (KN)	W_i
3.06	1353.94	72.28	1426.22
6.12	1353.94	72.28	1426.22
9.18	1353.94	72.28	1426.22
12.24	1380.94	89.68	1470.62
15.3	1377.19	76.65	1453.84
18.36	1255.41	88.37	1343.78
21.42	1194.50	79.67	1274.17
24.48	1194.50	79.67	1274.17
27.54	1022.61	67.55	1090.16
30.60	1122.66	46.08	1168.74

Donc : $\Sigma = 13354.14$ KN

Après calcul de tout les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{sensX: } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 2.03 \times 1.2}{5} \times 13354.14$$

$$\text{sensY: } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.63 \times 1.2}{5} \times 13354.14$$

$$\begin{cases} V_x = 975.92 \text{ KN} \\ V_y = 783.62 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4. 3.Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. Principe

Il est recherché par cette méthode pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

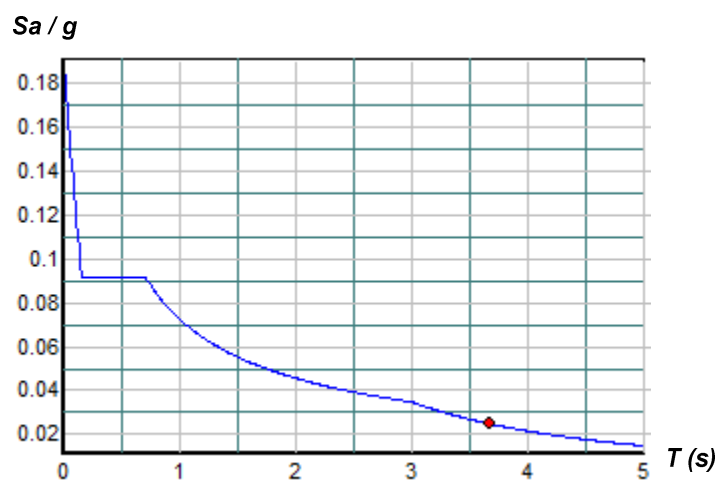


Figure IV.1: spectre de réponse

b. les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.4. 4. Description de logiciel SAP 2000

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel SAP2000 version 14.1.0, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Lors de la modélisation on doit déterminer les caractéristiques géométriques de la structure pour les faire introduire aux niveaux des nœuds maitres.

➤ Caractéristique géométriques de la structure

Le calcul des caractéristiques géométriques à été fait avec le logiciel SOCOTEC, les résultats de calcul sont montré dans le tableau :

Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques des planchers corps creux

Niveau	A_i (m ²)	X_G (m)	Y_G (m)	I_x (m ⁴)	I_y (m ⁴)
3.06	253.59	13.18	10.24	2299.36	14113.85
6.12	253.59	13.18	10.24	2299.36	14113.85
9.18	253.59	13.18	10.24	2299.36	14113.85
12.24	340.57	13.63	8.65	4980.11	20346.61
15.3	307.59	13.68	8.02	3675.65	18133.45
18.36	275.38	13.82	7.43	2749.5	15651.84

21.42	267.17	14.13	7.29	2592.15	14736.89
24.48	214.37	15.8	7.02	2056.73	8260.16
27.54	187.67	14.96	6.66	1724.74	6594.6
30.60	170.39	15.85	6.48	1627.30	5083.11

Avec :

A_i : Surface du plancher au niveau i.

X_G : Abscisse du centre de gravité du niveau.

Y_G : Ordonnée du centre de gravité du niveau.

I_X : Inertie du niveau par rapport à l'axe X.

I_Y : Inertie du niveau par rapport à l'axe Y.

➤ Calcul des caractéristiques des nœuds maîtres

Le SAP2000 prend en considération les poids propres des éléments porteurs tels que les poteaux, poutres et voiles.

Le bloc masse pour le chargement du nœud maître se fait alors comme suit :

$$m_i = \frac{W_i}{g}$$

Avec : $W_i = W_G + \beta W_Q$

W_G : Poids dû aux charges permanentes des planchers corps creux

W_Q : Poids dû aux surcharges d'exploitation des planchers

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$I_{mz} = \frac{m_i}{A_i} \times (I_X + I_Y)$$

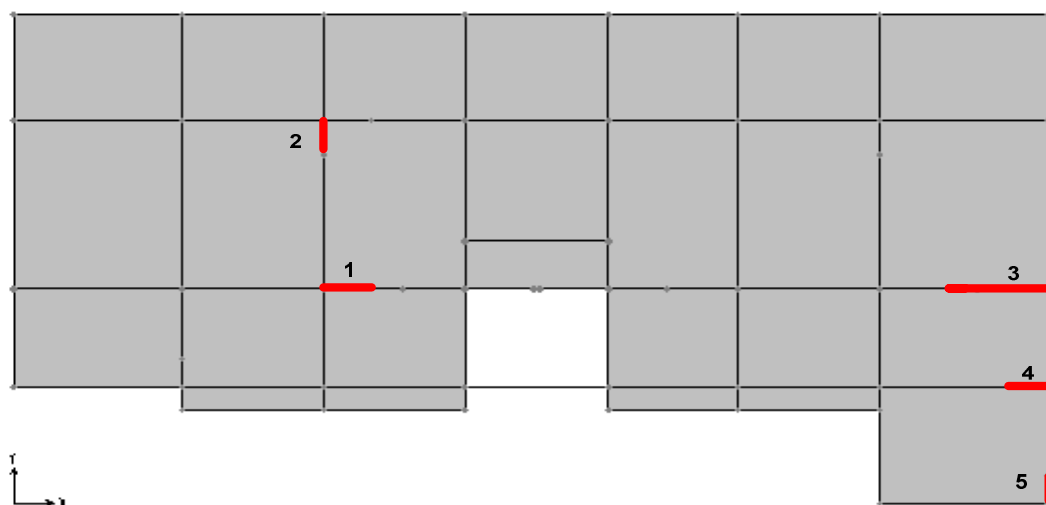
Tableau IV.4. : Caractéristiques géométriques du nœud mètre

Niveau	A_i (m) ²	W_i (KN)	m_i (KN)	I_{mz} (KN.m ²)
3.06	253.59	1426.22	145.38	9409.48
6.12	253.59	1426.22	145.38	9409.48
9.18	253.59	1426.22	145.38	9409.48
12.24	340.57	1470.62	149.91	12343.47
15.3	307.59	1453.84	148.19	10507.13
18.36	275.38	1343.78	136.98	9153.22
21.42	267.17	1274.17	129.88	8424.20
24.48	214.37	1274.17	129.88	6250.67
27.54	187.67	1090.16	111.12	4925.90
30.60	170.39	1168.74	119.13	4691.65

➤ **Disposition des voiles**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur et l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99 /2003.

**Figure IV. 2.:** disposition des voiles

➤ **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.2.2**

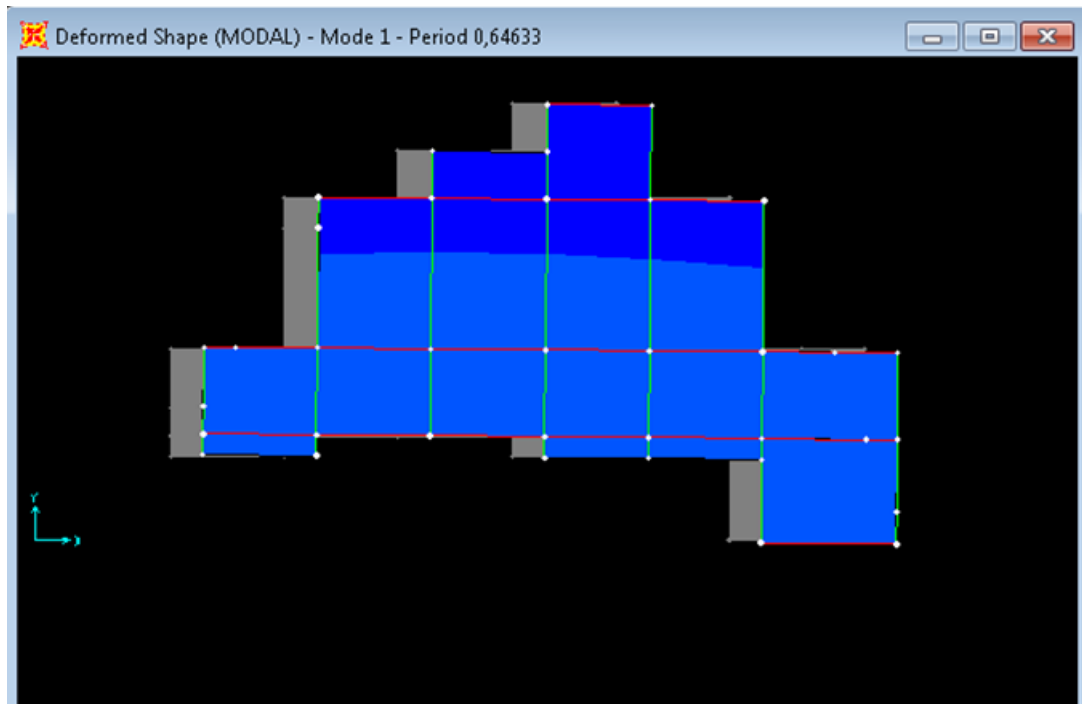


Figure IV.3 : 1^{er} mode de déformation (translation suivant x-x)

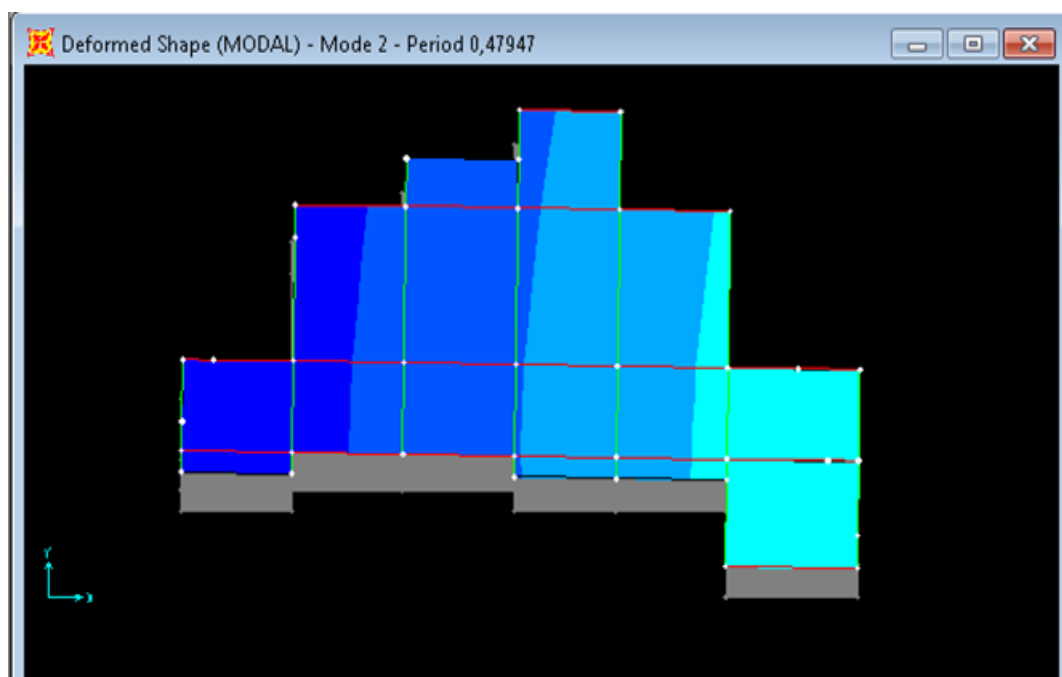


Figure IV.4.: 2^{ème} mode de déformation (translation suivant y-y)

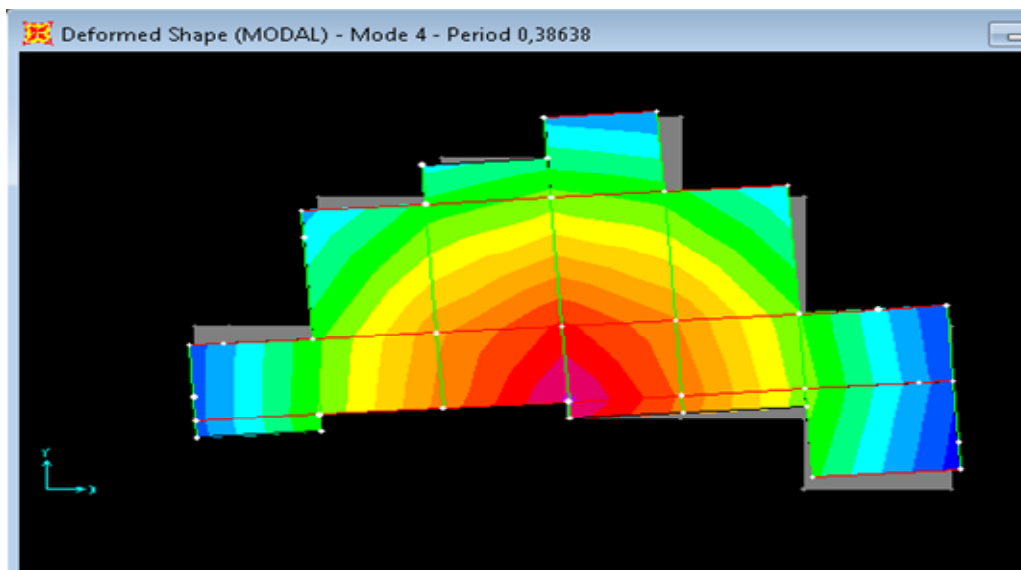


Figure IV.5. : 4^{ème} mode de déformation (torsion au tour de z-z)

❖ Analyse des résultats

On voit bien que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par la formule empirique du RPA 99 majorée de 30% ($T=0.64633s \leq T_{st} =0.702s$).

La participation modale du 1^{ère} mode suivant le sens x-x prépondérant ce qui donne un mode de translation suivant le sens x-x tel que montré sur la figure IV.3 et on constate que la 2^{ème} est aussi un mode de translation suivant y-y, tel que montré sur la figure IV.4).

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Tableau IV.5 : Période de vibration et taux de participation massique

Mode	Période (s)	Mode individuel (unites)			Somme cumulée (%)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,64632	0,11865	0,0000637	9,92x10 ⁻⁰⁸	0,1186	0,0000637	9,92x10 ⁻⁰⁸
2	0,4794	0,00111	0,36135	0,0000235	0,1197	0,36141	0,000023
3	0.4165	0.21639	0.00035	7.40x10 ⁻⁰⁷	0.3315	0.36484	0.000023
4	0.3990	0.03535	0.00186	0.0000058	0.3668	0.3667	0.000029
.
10	0,09453	0,00000141	0,0000160	0,28013	0,4795	0,86587	0,28023
11	0,08751	0,00077	0,04129	0,00083	0,4802	0,90716	0,28106
.
.
.
108	0,03604	0,00117	0,0000940	0,00438	0,8995	0,98668	0,80747
109	0,03590	0,00242	0,0000664	0,0000425	0,9019	0,98674	0,80752

➤ Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \quad \text{Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV. 6 : Vérification de l'interaction sous charges verticale

Niveaux	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
Entre sol 4	31016,273	2634,109	92,1721	7,8279
Entre sol 3	28009,885	2374,058	92,1865	7,8135
Entre sol 2	23575,625	2273,885	91,2034	8,7966
Entre sol 1	19426,565	2022,626	90,5702	9,4298
RDC	19774,025	1951,816	91,0162	8,9838
1 ^{re} étage	15463,894	2110,486	87,9911	12,0089
2 ^{eme} étage	11366,565	1767,449	86,543	13,457
3 ^{eme} étage	7656,555	1261,602	85,8536	14,1464
4 ^{eme} étage	4736,767	818,719	85,2629	14,7371
5 ^{eme} étage	2233,885	392	85,0717	14,9283

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV. 7 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
Entre sol 4	927,124	1085,58	46,0635	53,936	623,023	201,304	75,5796	24,4204
Entre sol 3	222,619	223,574	49,893	50,107	175,558	55,438	76,0005	23,9995
Entre sol 2	180,283	201,232	47,2545	52,745	167,503	34,812	82,7932	17,2068
Entre sol 1	193,825	257,973	42,9008	57,099	254,884	88,586	74,2085	25,7915
RDC	183,538	154,268	54,3324	45,667	137,556	109,395	55,7017	44,2983
1^{ere} étage	157,204	316,754	33,1683	66,831	126,307	134,856	48,3633	51,6367
2^{eme} étage	250,432	283,417	46,9106	53,089	451,994	288,663	61,0261	38,9739
3^{eme} étage	285,334	161,71	63,8268	36,173	490,078	123,292	79,8992	20,1008
4^{eme} étage	192,927	151,957	55,9397	44,060	284,999	185,688	60,5496	39,4504
5^{eme} étage	175,031	60,866	74,1981	25,801	228,173	66,722	77,3743	22,6257

❖ **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

➤ **Vérification de la résultante des forces sismiques**

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} 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 $V_{st.}$, nous avons :

Tableau IV.8 : Vérification de l'effort tranchant à la base

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	observation
Sens xx	975.92	2012.707	2.062	Vérifie
Sens yy	783.62	824.327	1.051	Vérifie

➤ **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements de la structure

Niveau	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
5 ^{eme} étage	306	0.52	2.6	1.95	0.65	0.21	0.91	4.55	3.5	1.05	0.34
4 ^{eme} étage	306	0.39	1.95	1.3	0.55	0.179	0.7	3.5	2.3	1.2	0.39
3 ^{eme} étage	306	0.26	1.3	0.7	0.6	0.19	0.46	2.3	1.05	1.25	0.4
2 ^{eme} étage	306	0.14	0.7	0.35	0.35	0.11	0.21	1.05	0.2	0.85	0.27

1^{ere} étage	306	0.07	0.35	0.15	0.2	0.065	0.04	0.2	0.1	0.1	0.032
RDC	306	0.03	0.15	0	0.15	0.049	0.02	0.1	0	0.1	0.032
Entre sol 1	306	0	0	0.2	-0.2	0.065	0	0	0.2	-0.2	0.065
Entre sol 2	306	0.04	0.2	0.4	-0.2	0.065	0.04	0.2	0.35	-0.15	0.049
Entre sol 3	306	0.08	0.4	0.35	0.05	0.016	0.07	0.35	0.2	0.15	0.049
Entre sol 4	306	0.07	0.35	0	0.35	0.11	0.04	0.2	0	0.2	0.065

❖ **Analyse des résultats :** les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du

niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

➤ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau IV.10 : Vérification a L'effet P-Δ.

Niveau	Hauteur (m)	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)
5 ^{eme} étage	30.6	306	1168.74	0.65	235.897	0.010	1.05	294.895	0.013
4 ^{eme} étage	27.54	306	2258.9	0.55	344.884	0.011	1.2	470.687	0.018
3 ^{eme} étage	24.48	306	3533.07	0.6	447.044	0.015	1.25	613.37	0.023
2 ^{eme} étage	21.42	306	4807.24	0.35	533.849	0.010	0.85	740.657	0.018
1 ^{ere} étage	18.36	306	6151.02	0.2	473.958	0.008	0.1	261.163	0.007
RDC	15.3	306	7604.86	0.15	337.806	0.011	0.1	246.951	0.010
Entre sol 1	12.24	306	9075.48	-0.2	451.798	0.013	-0.2	343.47	0.017
Entre sol 2	9.18	306	10501.7	-0.2	381.515	0.018	-0.15	202.315	0.025
Entre sol 3	6.12	306	11927.92	0.05	446.193	0.004	0.15	230.996	0.025
Entre sol 4	3.06	306	13354.14	0.35	2012.707	0.007	0.2	824.327	0.010

❖ **Analyse des résultats :** On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{eme} ordre peuvent être négligés.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec : N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Tableau IV.11 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B_c (cm ²)	N_d (KN)	ν	Remarque
Entre sol 4	55 × 50	2006.392	0.291	Vérifie
Entre sol 3	55 × 50	1778.549	0.258	Vérifie
Entre sol 2	50 × 45	1562.398	0.277	Vérifie
Entre sol 1	50 × 45	1359.525	0.241	Vérifie
RDC	45 × 40	1160.655	0.257	Vérifie
1 ^{ere} étage	45 × 40	957.517	0.170	Vérifie
2 ^{eme} étage	40 × 35	753.055	0.215	Vérifie
3 ^{eme} étage	40 × 35	553.165	0.158	Vérifie
4 ^{eme} étage	35 × 30	352.89	0.134	Vérifie
5 ^{eme} étage	35 × 30	179.701	0.068	Vérifie

❖ **Analyse des résultats** : On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.5. CONCLUSION

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

- ✓ entre sol 4 et 3: $(b \times h) = (55 \times 50) \text{ cm}^2$,
- ✓ entre sol 2 et 1 : $(b \times h) = (50 \times 45) \text{ cm}^2$,
- ✓ RDC et 1^{ère} étage : $(b \times h) = (45 \times 40) \text{ cm}^2$,
- ✓ 2^{ème} et 3^{ème} étage = $(b \times h) = (40 \times 35) \text{ cm}^2$,
- ✓ 4^{ème} et 5^{ème} étage = $(b \times h) = (35 \times 30) \text{ cm}^2$

V.1. INTRODUCTION :

Une construction parasismique en béton armé demeure résistante avant et après le séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. ETUDE DES POTEAUX :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations, leur ferrailage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivants :

- Le moment maximal (M_{\max}) et l'effort normal correspondant (N_{corr}).
- L'effort normal maximal (N_{\max}) et le moment correspondant (M_{corr}).
- L'effort normal minimal (N_{\min}) et le moment correspondant (M_{corr}).

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

- 1) $1.35G + 1.5Q$ (E.L.U)
- 2) $G + Q$ (E.L.S)
- 3) $G + Q + E$
- 4) $G + Q - E$
- 5) $0.8G + E$
- 6) $0.8G - E$

V.2.1. Les recommandations du RPA 99/2003

a) Les armatures longitudinales

Art (7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets :

- ❖ Le pourcentage minimal sera de 0.8 % de la section du poteau en zone II_a .
- ❖ Le pourcentage maximal sera de 4 % de la section du poteau en zones courantes.
6% de la section du poteau en zone de recouvrement.
- ❖ Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ en zone II_a .
- ❖ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a .

❖ Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure V.1 :

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : est la hauteur de l'étage

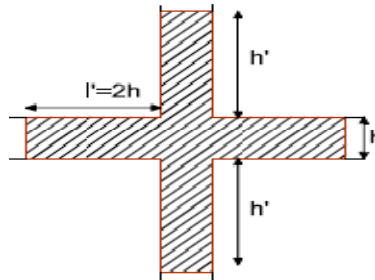


Figure .V.1. Schémas de la zone nodale

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux selon le RPA99/version2003

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{max} (cm ²) (RPA)	
			zone courante	Zone de recouvrement
4 ^{eme} et 3 ^{eme} Entre sol	55 × 50	22	110	165
1 ^{er} et 2 ^{eme} Entre sol	50 × 45	18	90	135
RDC et 1 ^{er} étage	45 × 40	14.4	72	108
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	40 × 35	11.2	56	84
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	35 × 30	8.4	42	63

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad (\text{Art 7.4.2.2})$$

Avec : V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé par la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- ❖ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$
- ❖ Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ en zone IIa (Art 7.4.2.2)

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- ❖ $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- ❖ $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

Si $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux. Art (7.4.2.2)

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

V.2.2. sollicitations dans les poteaux :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Poteaux	M_{\max} , N_{corresp}		N_{\max} , M_{corresp}		N_{\min} , M_{corresp}	
	M_{\max} (KN.m)	N_{corresp} (KN)	N_{\max} (KN)	M_{corresp} (KN.m)	N_{\min} (KN)	M_{corresp} (KN.m)
55 × 50	75.442	-716.122	-202.367	33.974	-2006.392	-10.03
50 × 45	41.607	-955.883	-216.728	6.52	-1562.398	-36.543
45 × 40	42.658	-873.481	-21.908	-13.096	-1160.655	34.723
40 × 35	55.054	-423.474	136.773	8.62	-753.055	-21.331
35 × 30	40.419	-138.284	28.196	0.647	-352.89	20.002

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre précédent.

V.2.3. Ferrailage des poteaux :

a) Armatures longitudinales :

Les poteaux sont ferrillés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrillages donnés par le RPA en zone IIa, celui donné par l'application du logiciel du SAP2000.

Les résultats du ferrailage adopté pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. : Les Armatures longitudinales dans les poteaux.

Niveau	Section	M (KN.m)	N (KN)	A_{\min} (RPA) cm^2	A_{cal} (SAP 2000) cm^2	$A_{\text{adopté}}$ cm^2
4 ^{eme} et 3 ^{eme} Entre sol	55 × 50	75.442	-716.122	22	27.5	4HA20+8HA16 =28.64
		33.974	-202.367			
		-10.03	-2006.392			
2 ^{eme} et 1 ^{er} Entre sol	50 × 45	41.607	-955.883	18	22.5	12HA16= 28.64
		6.52	-216.728			
		-36.543	-1562.398			

RDC et 1 ^{er} étage	45 × 40	42.658	-873.481	14.4	18	4 HA16+8HA14 =20.36
		-13.096	-21.908			
		34.723	-1160.655			
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	40 × 35	55.054	-423.474	11.2	14	4 HA16+4HA14 =14.2
		8.62	136.773			
		-21.331	-753.055			
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	35 × 30	40.419	-138.284	8.4	10.5	4 HA14+4HA12 =10.68
		0.647	28.196			
		20.002	-352.89			

b) armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule **RPA99** (Article 7.4.2.2) suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Où : V_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

$$-t \leq \min(10 \times \phi_l, 15cm) \text{ (zone nodale).}$$

$$-t \leq 15 \times \phi_l \text{ (zone courante).}$$

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

$$- \rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 .$$

$$- \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 ; (\lambda_g \text{ élanement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en pourcentage est :

$$- 0.3\% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$- 0.8\% \text{ si } \lambda_g < 3$$

$$- \text{Interpoler entre les valeurs limites précédentes si } 3 < \lambda_g < 5 .$$

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite au minimum de 10ϕ .

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. : Les Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	4 ^{eme} et 3 ^{eme} Entre sol	2 ^{eme} et 1 ^{er} Entre sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage
Section (cm ²)	55 × 50	50 × 45	45 × 40	40 × 35	35 × 30
$\phi_{l. \max}$ (cm)	2	1.6	1.6	1.6	1.4
$\phi_{l. \min}$ (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.2
l_f (cm)	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λg	3.894	4.284	4.76	5.355	6.12
ρ_a	3.75	3.75	3.75	2.5	2.5
V_u (KN)	49.364	26.828	27.148	36.559	34.138
l_r (cm)	80	64	64	64	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
t zone courante (cm)	20	20	20	20	15
A_t (cm ²)	1.85	1.117	1.272	1.3	1.06
A_{\min}^t (cm ²) z.nodale	2.75	2.475	2.2	1.05	0.9
A_{\min}^t (cm ²) z.courante	5.5	4.95	4.4	2.1	1.35
$A_{t \text{ adopté}}$ (cm ²)	6.1	5.42	4.74	2.58	2.01
Nombre de barres	4HA12+2HA10	2HA12+4HA10	6HA10	2HA10+2HA8	4HA8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \frac{20}{3} = 6.66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

V.2.4) Vérifications :

a) vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement. La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau.

➤ **Critère de la stabilité de forme :**

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \dots\dots\dots \text{Art (B.8.2.1)}$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie :

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$

Avec l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0.7 \times l_0$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour le poteau rectangulaire.

$$B_r = \pi \frac{(\phi - 2)^2}{4} \quad \text{Pour le poteau circulaire.}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette} \\ \phi : \text{Diamètre de la section nette} \end{array} \right.$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Vérification du flambement des poteaux

Niveau	L ₀ (m)	L _f (m)	I x 10 ⁻³ (m ⁴)	λ	α	As (cm ²)	Br (m ²)	Nu (KN)	Nu ^{max} (KN)
4 ^{eme} et 3 ^{eme} Entre sol	3.06	2.142	5.729	14.875	0.820	28.64	0.2544	4679.97	2006.392
2 ^{eme} et 1 ^{er} Entre sol	3.06	2.142	3.796	16.604	0.813	24.2	0.2064	3791.8	1562.398
RDC et 1 ^{er} étage	3.06	2.142	2.4	18.626	0.804	20.36	0.1634	3002.216	1160.655
2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	3.06	2.142	1.429	21.207	0.791	14.2	0.1216	2171.9	753.055
4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage	3.06	2.142	0.7875	24.906	0.771	10.68	0.0924	1605.676	352.89

On remarque bien que N_{max} < N_{ul} pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \quad \text{Et} \quad d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

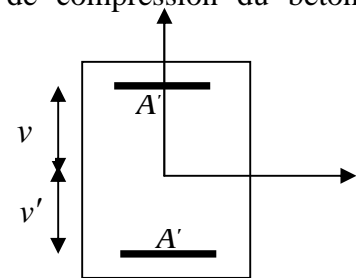


Figure. V.2. Section d'un poteau

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} x10 ⁻³ (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc} (MPa)	Observation
4 ^{ème} et 3 ^{ème} Entre sol	45	28.64	32.02	17.98	7.164	1460.45	23.194	6.347	Vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er} Entre sol	40.5	24.2	29.034	15.966	4.758	1137.88	29.886	6.88	Vérifiée
RDC et 1 ^{er} étage	36	20.36	26.108	13.892	3.029	846.076	30.911	7.364	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	31.5	14.2	22.292	12.708	1.712	549.112	27.71	7.53	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	27	10.68	19.119	10.881	0.927	257.869	19.522	6.482	Vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielles**

Selon le **RPA99/version2003 (Article 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

D'où, on doit avoir :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	L _t (m)	λ _g	ρ _d	d(cm)	V _u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
4 ^{ème} et 3 ^{ème} Entre sol	2.142	3.894	0.04	45	49.364	0.199	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 1 ^{er} Entre sol	2.142	4.284	0.04	40.5	36.443	0.179	1	Vérifiée

RDC et 1^{er} étage	2.142	4.76	0.04	36	29.797	0.183	1	Vérifiée
2^{eme} et 3^{eme} étage	2.142	5.355	0.075	31.5	46.433	0.368	1.875	Vérifiée
4^{eme} et 5^{eme} étage	2.142	6.12	0.075	27	34.138	0.361	1.875	Vérifiée

V.2.4.4. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r > 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 85cm.$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56cm.$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60cm.$$

$$\Phi = 12mm \rightarrow L_r > 48cm$$

$$\text{On adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

- **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales d'une façon à avoir des espacements très rapprochés à cause de la sensibilité de cet endroit qu'est constitué par le nœud poteau poutre.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles.

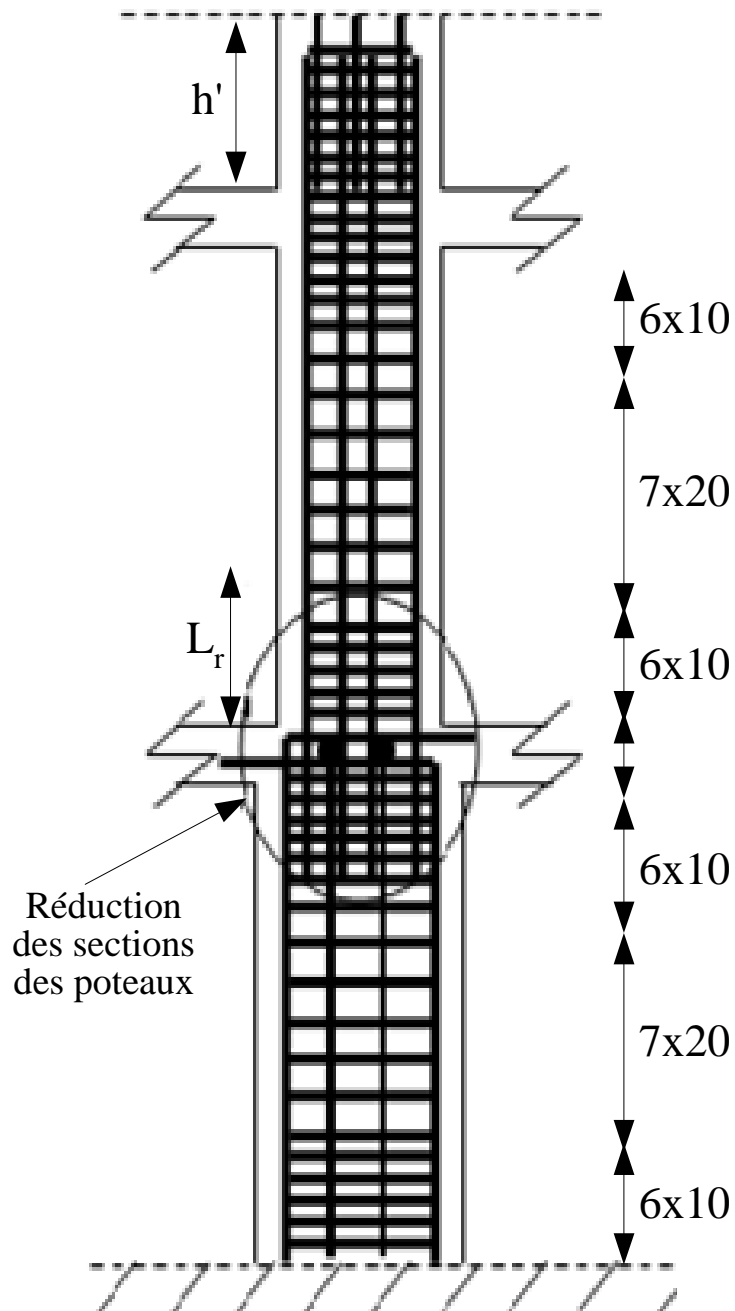
La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; h_1 ; b_1 ; 60cm\right)$$

$$L' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.



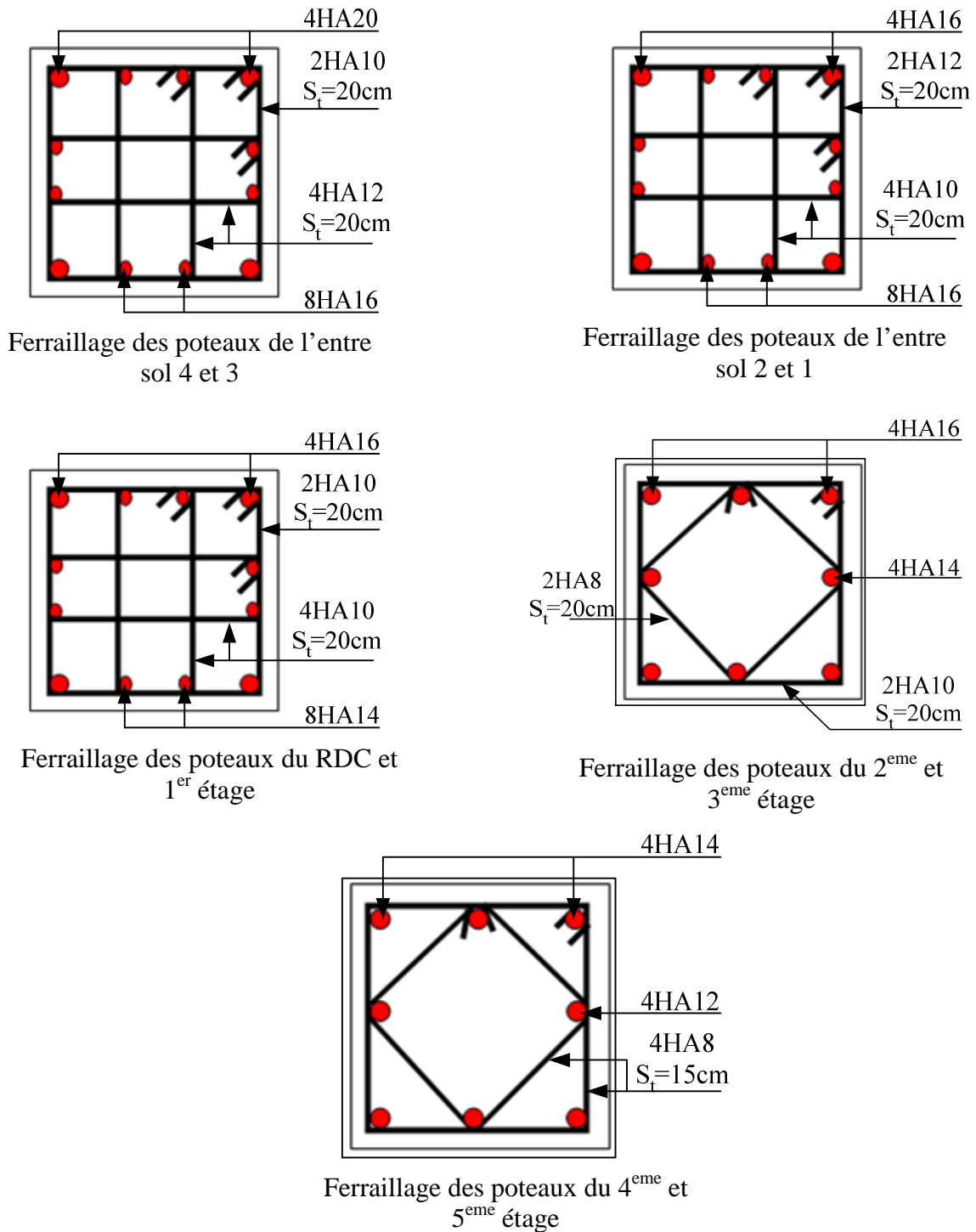
On a h_e est la même pour tous les étages

$$L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm}$$

$$h' = \max(51; 55 ; 50 ; 60) \text{ cm} = 60 \text{ cm}$$

V.2.5. Le schéma de ferrailage des poteaux

Figure V.4 : schéma de ferrailage des poteaux



V.3) ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99 version 2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99 version 2003* suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

Article (5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

V.3.1) Recommandation du RPA99

a) Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{Article (7.5.1)}$$

b) Ferrailage :

➤ Les armatures longitudinales :

- ❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.
- ❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.
- ❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- ❖ La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

- ❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V., avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- ❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- ❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- ❖ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

• **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :**

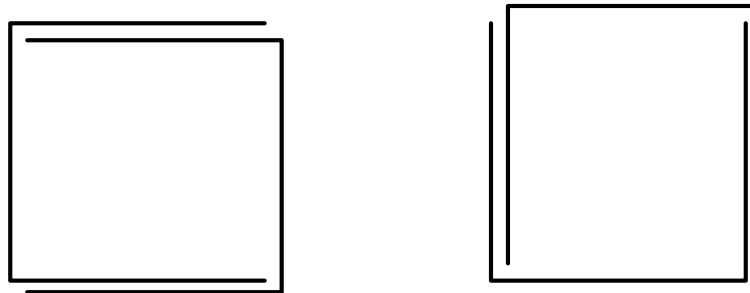


Figure V.5 : 2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

➤ **Les armatures transversales :**

- ❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003S_t \times b$
- ❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$\text{Minimum de : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t\right).$$

$$\text{En dehors de la zone nodale : } S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{Avec : } h : \text{ La hauteur de la poutre}$$

- ❖ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- ❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

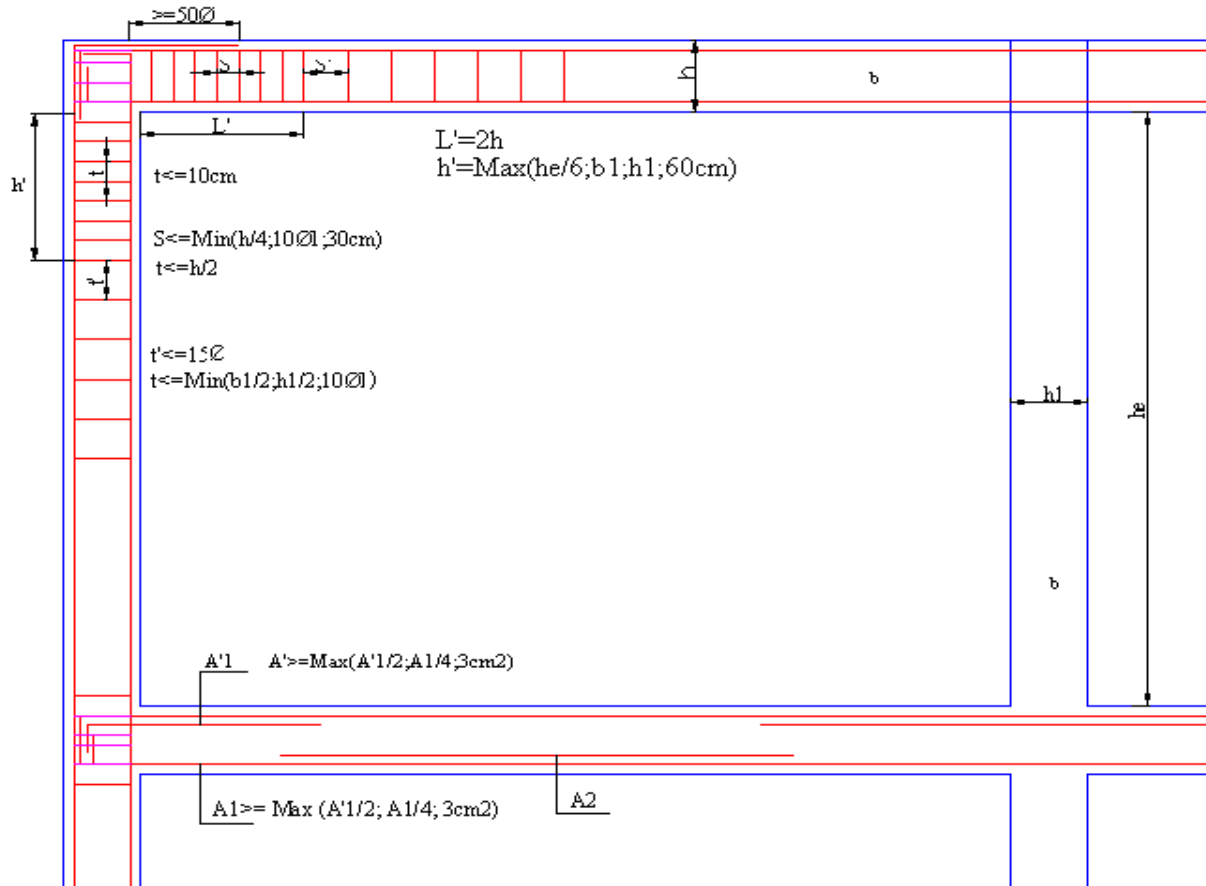


Figure. V.6 : Dispositions constructives des portiques

c) Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA.

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	30×45	6.75	54	81
Secondaire	30×35	5.25	42	63

V.3.2. Ferrailage des poutres

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel **SAP2000**, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du **RPA99/version03**

Tableau V. 9 : Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Terrasse	Principales	30×45	Appuis	5.64	6.75	6HA12 = 6.79
			travées	3.90		6HA12 = 6.79
	Secondaires	30×35	Appuis	6.39	5.25	6HA12 = 6.79
			travées	3.78		3HA16=6.03
Etages d'habitation	Principales	30×45	Appuis	8.80	6.75	6HA14 = 9.24
			travées	5.37		6HA12 = 6.79
	Secondaires	30×35	Appuis	6.18	5.25	6HA12 = 6.79
			travées	4.96		3HA16=6.03

❖ Longueur de recouvrement

Soit l_r la longueur de recouvrement

Telle que : $l_r > 40\phi_l$

$$\begin{cases} \phi_l = 14 \text{ mm} & \text{d'ou } l_r > 56 \text{ cm} \\ \phi_l = 12 \text{ mm} & \text{d'ou } l_r > 48 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit : $l_r = 60\text{cm}$

➤ **Armatures transversales**

❖ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

a) Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(14 ; \frac{450}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(14 ; 12.85 ; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm}$

b) Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(14 ; \frac{350}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(14 ; 10 ; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm}$

On prend 4T10 = 3.14cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

➤ **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le **RPA99/version 2003** (art 7.5.2.2)

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{t\min}\right)$

-Poutres principales : $S_t = \min(11.25 ; 14.4)$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

-Poutres secondaires : $S_t = \min(8.75 ; 14.4)$

Soit : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Zone courante**: $S_t \leq \frac{h}{4}$

-Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 15\text{cm}$

-Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5\text{cm}$

Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Section minimal d'armatures transversales**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 0.15 \times 30 = 11.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3.14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

❖ **Condition de non fragilité**

$$\text{poutres principales} \rightarrow 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{poutres secondaires} \rightarrow 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.26 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$

Tableau V.10 : Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	117.937	0.982	Vérifiée
Poutres secondaires	59.193	0.563	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$\text{En appui de rives : } A_1 > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$$

$$\text{En appui intermédiaires : } A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	9.24	117.937	86.64	3.39	3.52	Vérifiée
Secondaires	6.79	59.193	57.88	1.70	3.58	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS

- **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

- **État limite de compression du béton**

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	69.39	15.15	120361.27	8.73	15	Vérifiée
	Travée	43.39	12.91	89326.26	6.27	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	35.6	12	70920.6	6.02	15	Vérifiée
	Travée	27.41	11.92	66156.92	4.93	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{480} = 0.093 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.093 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{43.39}{10 \times 69.39} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.16 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.4} = 0.0051 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{35}{430} = 0.077 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.077 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{27.41}{10 \times 35.6} = 0.076 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.16 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.35} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.3.3. Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds et ca, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient majorateur de 1.25 , c.à.d : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

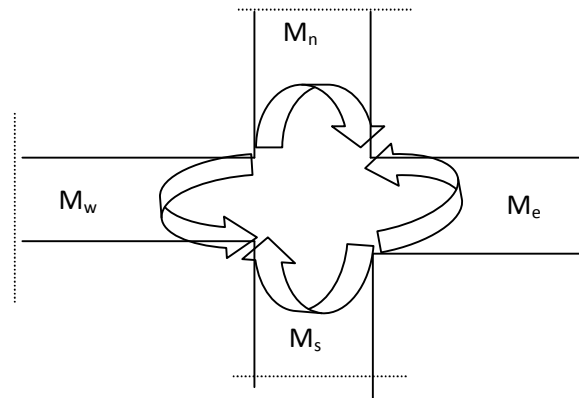


Figure V. 7 : Les moments sur la zone nodale

V.3.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = 0.85 \times h & (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
55×50	46.75	28.64	465.94
50×45	42.5	24.2	357.91
45×40	38.25	20.36	271.01
40×35	34	14.2	168.01
35×30	29.75	10.68	110.57

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.14 : Moment résistant dans les poutres

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Terrasse	P.P (45×30)	38.25	6.79	90.38
	P.S (35×30)	29.75	6.79	70.29
Etages d'habitation	P.P (45×30)	38.25	9.24	122.99
	P.S (35×30)	29.75	6.79	70.29

V.3.3.2. Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau. V.15 : Vérification de la zone nodal

Niveaux	plan	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _w = M _e (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	1.25(M _w +M _e) (KN.m)	Vérification
1 ^{ere} Entre sol	PP	465.94	465.94	122.99	931.88	307.47	Vérifiée
	PS			70.29		175.72	Vérifiée
2 ^{eme} Entre sol	PP	465.94	465.94	122.99	931.88	307.47	Vérifiée
	PS			70.29		175.72	Vérifiée
3 ^{eme} Entre sol	PP	357.91	465.94	122.99	823.85	307.47	Vérifiée
	PS			70.29		175.72	Vérifiée
4 ^{eme} Entre sol	PP	357.91	357.91	122.99	715.82	307.47	Vérifiée
	PS			70.29		175.72	Vérifiée
RDC	PP	271.01	357.91	122.99	628.92	307.47	Vérifiée
	PS			70.29		175.72	Vérifiée

1 ^{ère} étage	PP	271.01	271.01	122.99	542.02	307.47	Vérifiée
	PS			70.29		175.72	Vérifiée
2 ^{ème} étage	PP	168.01	271.01	122.99	439.02	307.47	Vérifiée
	PS			70.29		175.72	Vérifiée
3 ^{ème} étage	PP	168.01	168.01	122.99	336.02	307.47	Vérifiée
	PS			70.29		175.72	Vérifiée
4 ^{ème} étage	PP	110.57	168.01	122.99	278.58	307.47	N vérifiée
	PS			70.29		175.72	N vérifiée
5 ^{ème} étage	PP	110.57	110.57	90.38	221.14	225.95	N vérifiée
	PS			70.29		175.72	vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres sauf dans les deux dernières étages donc selon RPA99/03 (Article 7.6.2) la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux

V.3.4. Schéma de ferrailage des poutres

❖ Pour les entre sol, RDC et les étages courants

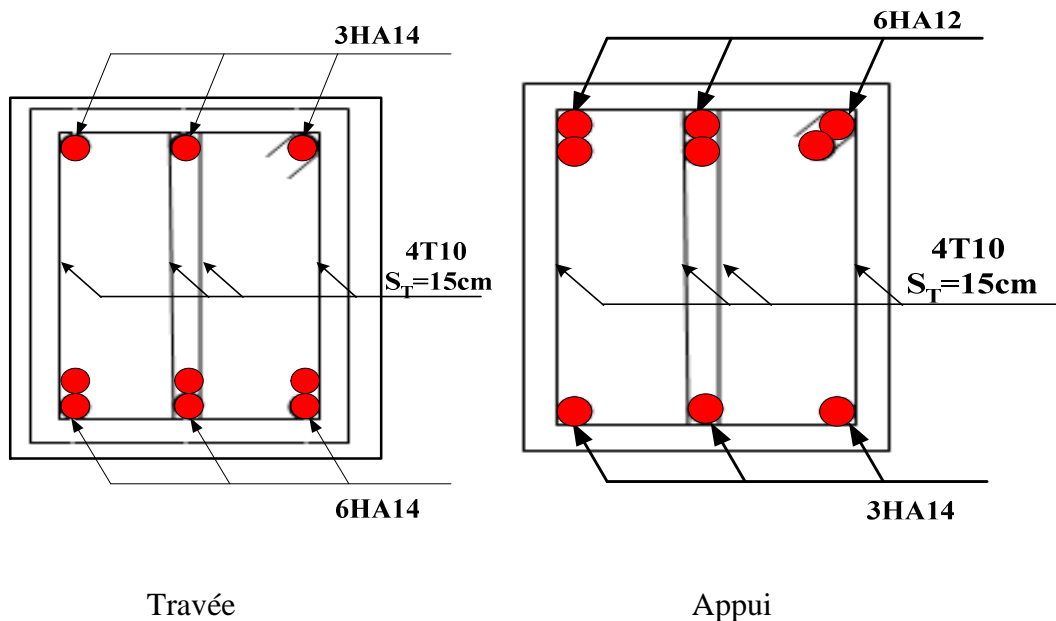


Figure V.8 : Schéma de ferrailage des poutres principales des entre sol, RDC et les étages courants

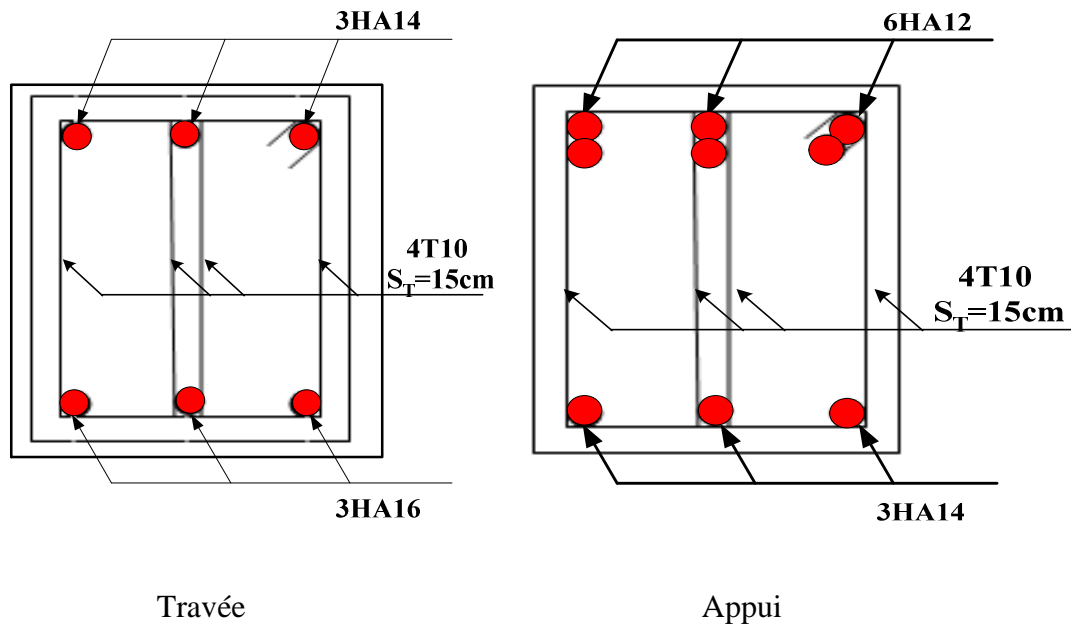


Figure .V.9 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires des entre sol, RDC et les étages courants

❖ Pour le plancher terrasse

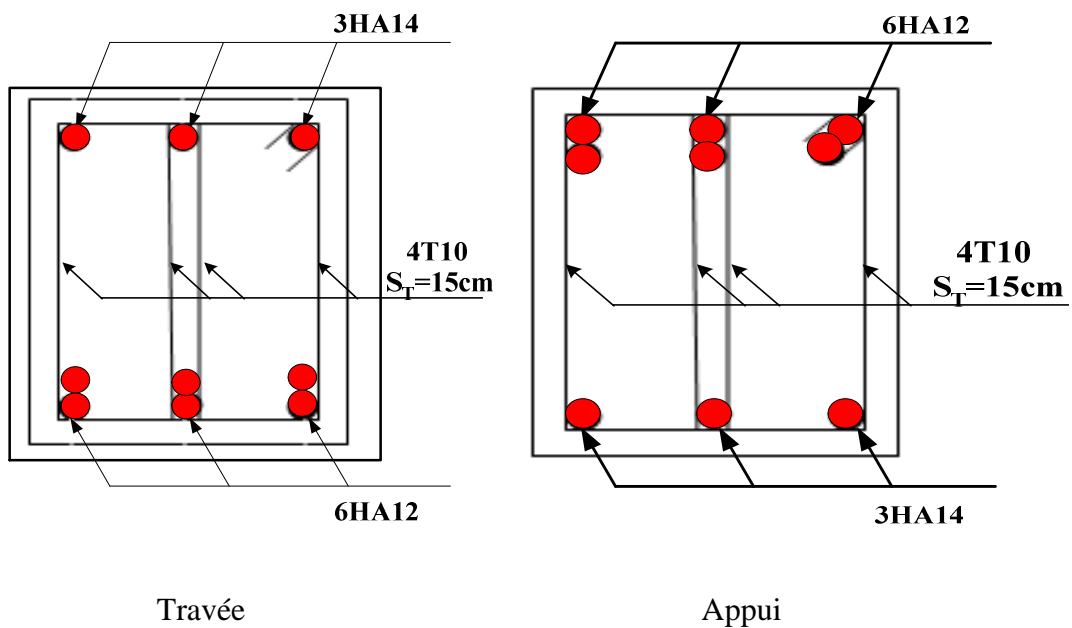


Figure. V.10 : Schéma de ferrailage des poutres principales de la terrasse

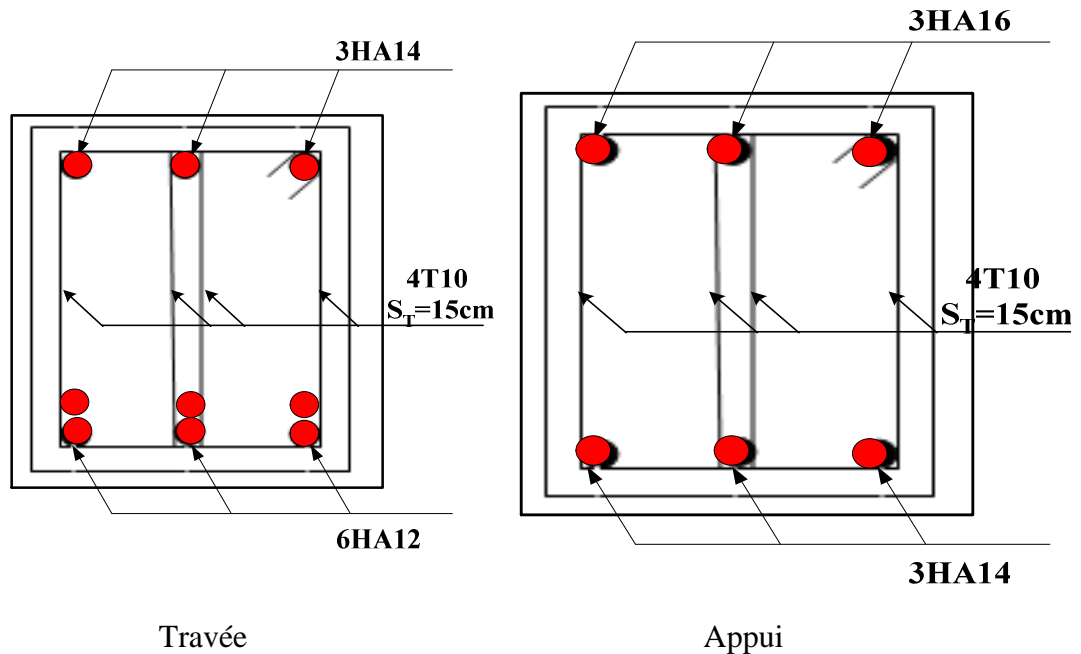


Figure. V.11 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires de la terrasse

V.4. ETUDE DES VOILES

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

1.35G+1.5Q

G+Q

G+Q+E

G+Q-E

0.8G+E

0.8G-E

V.4.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la

longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal a 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

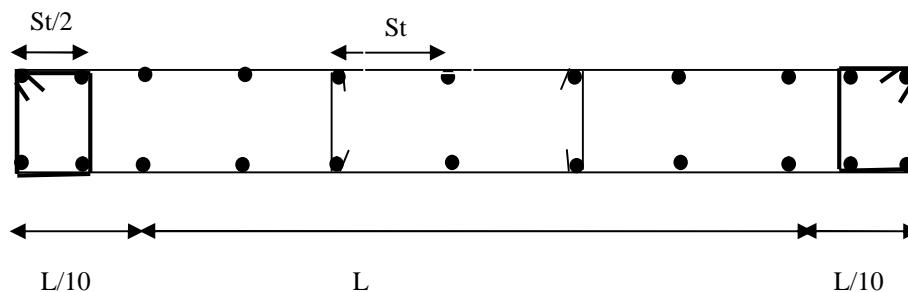


Figure .V.12 : Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême du voile.

✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

➤ L'espacement $S_t = \min(1.5 \times a; 30\text{cm})$ avec a : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

V.4.2. Disposition des voiles

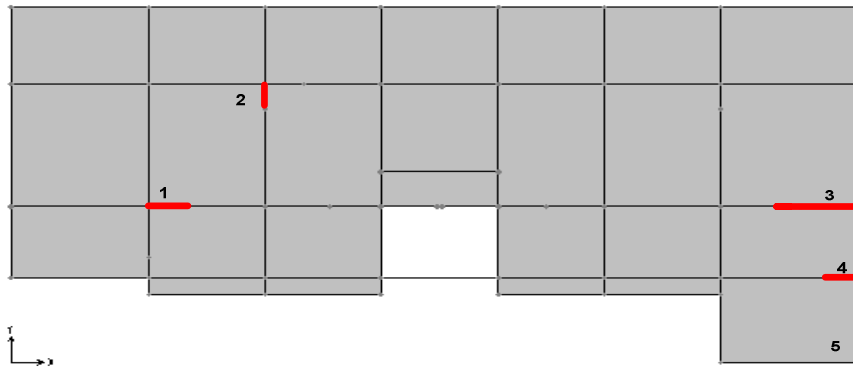


Figure V.13 : Schéma de répartition des voiles.

V.4.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

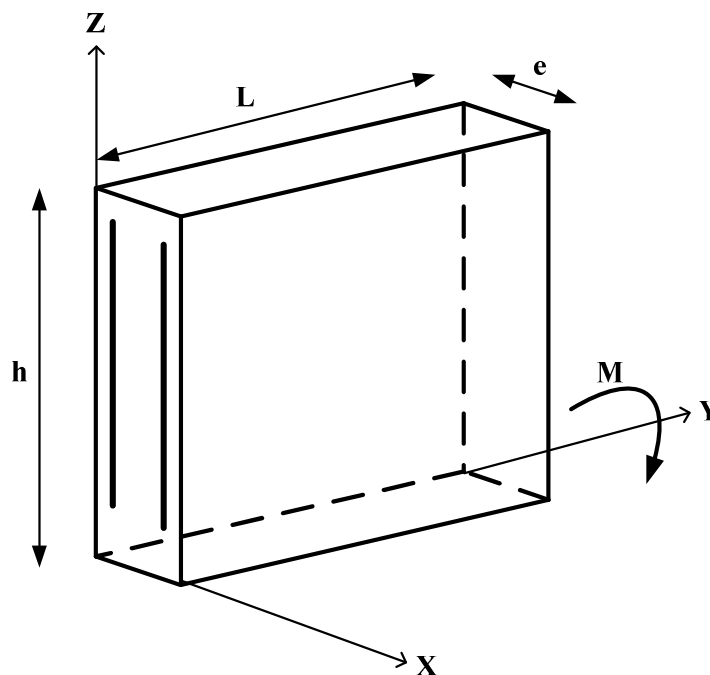


Figure V.14 : Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$.

❖ A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

$$(A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L)$$

❖ A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

$$(A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t)$$

❖ $A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$(A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c)$$

❖ A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

❖ A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

❖ S_t : Espacement entre armatures.

❖ $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

❖ A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.

❖ A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

❖ N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

❖ L_t : Longueur de la zone tendue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

❖ L_c : longueur de la zone comprimée.

$$L_c = L - 2L_t$$

➤ Voile 1

Tableau V.16 : Ferrailage des voiles V₁

Niveau		4 ^{eme} et 3 ^{eme} Entre sol	2 ^{eme} et 1 ^{er} Entre sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage
L (cm)		100	100	100	100	100
e (cm)		20	20	20	20	20
M (KN.m)		6.20	7.26	11.27	22.02	28.96
N (KN)		1561.69	631.78	656.77	636.39	360.2
V(KN)		661	74.49	91.1	141.96	111.84
τ_v Mpa		3.67	0.41	0.5	0.78	0.62
A _v cal /face (cm ²)		15.32	6.47	6.94	7.36	5.11
A _v min/face (cm ²)		3	3	3	3	3
A _v adop/face (cm ²)		16.08	9.04	9.04	9.04	6.32
N ^{barre} /face		8HA16	8HA12	8HA12	8HA12	8HA10
S _t (cm)	extrémité	8	8	8	8	8
	Milieu	16	16	16	16	16
A _h cal/face (cm ²)		4.02	2.26	2.26	2.26	1.58
A _h min/face (cm ²)		2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
A _h adop/face (cm ²)		8.69	8.69	8.69	8.69	8.69
N ^{barre} /face		11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
S _t (cm)		26.5	26.5	26.5	26.5	26.5

➤ Voile 2

Tableau V.17 : Ferrailage des voiles V₂

Niveau		4 ^{eme} et 3 ^{eme} Entre sol	2 ^{eme} et 1 ^{er} Entre sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage
L (cm)		100	100	100	100	100
e (cm)		20	20	20	20	20
M (KN.m)		8.77	2.02	3.49	7.99	9.48
N (KN)		1391.94	1020.06	742.81	762.42	430.83
V(KN)		539.88	106.57	105.26	244.34	187.84
τ_U Mpa		2.99	0.59	0.58	1.35	1.04
A _v cal /face (cm ²)		13.84	9.89	7.31	7.76	4.67
A _v min/face (cm ²)		3	3	3	3	3
A _v adop/face (cm ²)		14.2	10.68	7.68	8.02	6.32
N ^{barre} /face		4HA16+ 4HA14	4HA14+ 4HA12	4HA12+ 4HA10	5HA12+ 3HA10	8HA10
S _t (cm)	extrémité	8	8	8	8	8
	Milieu	16	16	16	16	16
A _h cal/face (cm ²)		3.55	2.67	1.92	2.005	1.58
A _h min/face (cm ²)		2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
A _h adop/face (cm ²)		8.69	8.69	8.69	8.69	8.69
N ^{barre} /face		11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
S _t (cm)		25.5	25.5	25.5	25.5	25.5

➤ Voile 3

Tableau V.18 : Ferrailage des voiles V₃

Niveau		4 ^{eme} et 3 ^{eme} Entre sol	2 ^{eme} et 1 ^{er} Entre sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage
L (cm)		200	200	200	200	200
e (cm)		20	20	20	20	20
M (KN.m)		8.46	5.25	7.84	17.39	15.62
N (KN)		1665.54	607.44	661.81	567.22	346.72
V(KN)		689.51	146.37	157.44	223.83	182.92
τ_U Mpa		1.91	0.4	0.44	0.62	0.5
A _v cal /face (cm ²)		16.44	6.12	6.79	6.43	4.22
A _v min/face (cm ²)		3	3	3	3	3
A _v adop/face (cm ²)		17.28	11.3	11.3	9.26	7.9
N ^{barre} /face		4HA16+ 6HA14	10HA12	10HA12	4HA12+ 6HA10	10HA10
S _t (cm)	extrémité	12	12	12	12	12
	Milieu	24	24	24	24	24
A _h cal/face (cm ²)		4.32	2.82	2.82	2.31	1.97
A _h min/face (cm ²)		2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
A _h adop/face (cm ²)		8.69	8.69	8.69	8.69	8.69
N ^{barre} /face		11HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
S _t (cm)		26.5	26.5	26.5	26.5	26.5

➤ Voile 4

Tableau V.19 : Ferrailage des voiles V₄

Niveau		4 ^{eme} et 3 ^{eme} Entre sol	2 ^{eme} et 1 ^{er} Entre sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage
L (cm)		////////	////////	100	100	100
e (cm)		////////	////////	20	20	20
M (KN.m)		////////	////////	3.92	19.05	21.08
N (KN)		////////	////////	692.41	642	361.86
V(KN)		////////	////////	238	123.33	94.32
τ_v Mpa		////////	////////	1.32	0.68	0.52
A _v cal /face (cm ²)		////////	////////	6.86	7.24	4.61
A _v min/face (cm ²)		////////	////////	3	3	3
A _v adop/face (cm ²)		////////	////////	9.04	9.04	6.32
N ^{barre} /face		////////	////////	8HA12	8HA12	8HA10
S _t (cm)	extrémité	////////	////////	8	8	6
	Milieu	////////	////////	16	16	16
A _h cal/face (cm ²)		////////	////////	2.26	2.26	1.58
A _h min/face (cm ²)		////////	////////	2.7	2.7	2.7
A _h adop/face (cm ²)		////////	////////	8.69	8.69	8.69
N ^{barre} /face		////////	////////	11HA10	11HA10	11HA10
S _t (cm)		////////	////////	26.5	26.5	26.5

➤ Voile 5

Tableau V.20 : Ferrailage des voiles V₅

Niveau		4 ^{eme} et 3 ^{eme} Entre sol	2 ^{eme} et 1 ^{er} Entre sol	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{eme} et 5 ^{eme} étage
L (cm)		////////	////////	100	100	100
e (cm)		////////	////////	20	20	20
M (KN.m)		////////	////////	2.49	5.08	4.73
N (KN)		////////	////////	681.43	634.55	450.1
V(KN)		////////	////////	149.42	214.08	146.89
τ_v Mpa		////////	////////	0.83	1.18	0.81
A _v cal /face (cm ²)		////////	////////	6.67	6.37	4.58
A _v min/face (cm ²)		////////	////////	3	3	3
A _v adop/face (cm ²)		////////	////////	7.68	7.68	6.32
N ^{barre} /face		////////	////////	4HA12+ 4HA10	4HA12+ 4HA10	8HA10
S _t (cm)	extrémité	////////	////////	8	8	6
	Milieu	////////	////////	16	16	16
A _h cal/face (cm ²)		////////	////////	1.92	1.92	1.58
A _h min/face (cm ²)		////////	////////	2.7	2.7	2.7
A _h adop/face (cm ²)		////////	////////	8.69	8.69	8.69
N ^{barre} /face		////////	////////	11HA10	11HA10	11HA10
S _t (cm)		////////	////////	25.5	25.5	25.5

V4.6. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile (V_1 : Entre sol 4) :

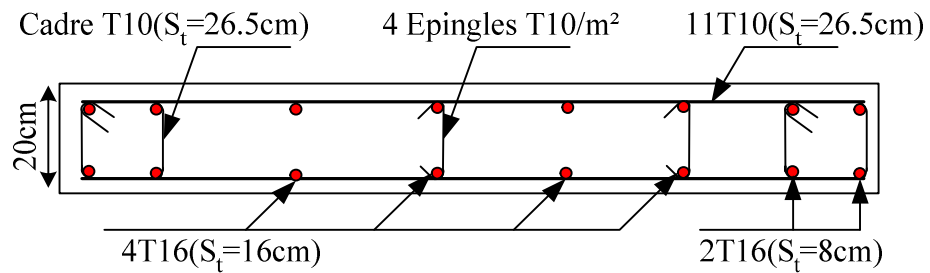


Figure V.16 : schéma de ferrailage d'un voile

V.5. CONCLUSION

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferrailages obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et Socotec) ainsi que le ferrailage minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

VI.1. INTRODUCTION

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol, cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. CHOIX DU TYPE DES FONDATIONS

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.1. Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \end{array} \right.$$

VI.2.2. les caractéristique du sol

Le terrain étudié est constitué d'un remblai reposant sur une couche de limon marneux schisteux friable qui repose sur une troisième couche de schiste friable marneux avec passage de gravier couleur beige

La contrainte admissible du sol à prendre en considération dans les calculs est de 1.80 bar .

VI.2.3. Vérification des semelles isolées

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité est un poteau rectangulaire de section (a×b), pour cela on opte pour une semelle rectangulaire de section (A×B).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : 2006.392KN

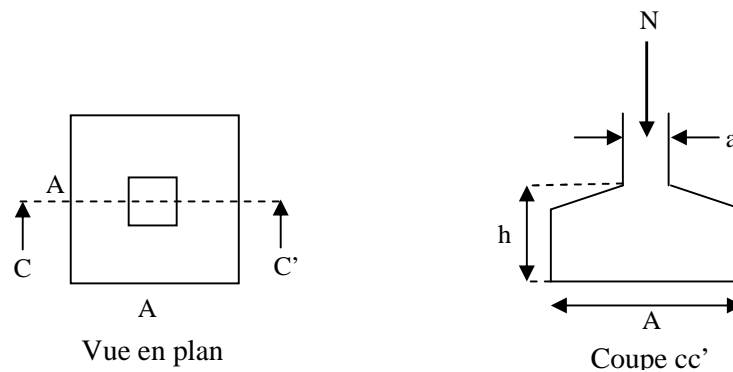


Figure VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{2.006392}{0.18}} = 3.33m^2$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.4. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L située sous un portique formé de quatre poteaux(le portique le plus sollicité).

L : Longueur de la semelle.

B : Largeur de la semelle.

N : la somme des efforts normaux provenant des poteaux.

On doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \quad \text{Avec :}$$

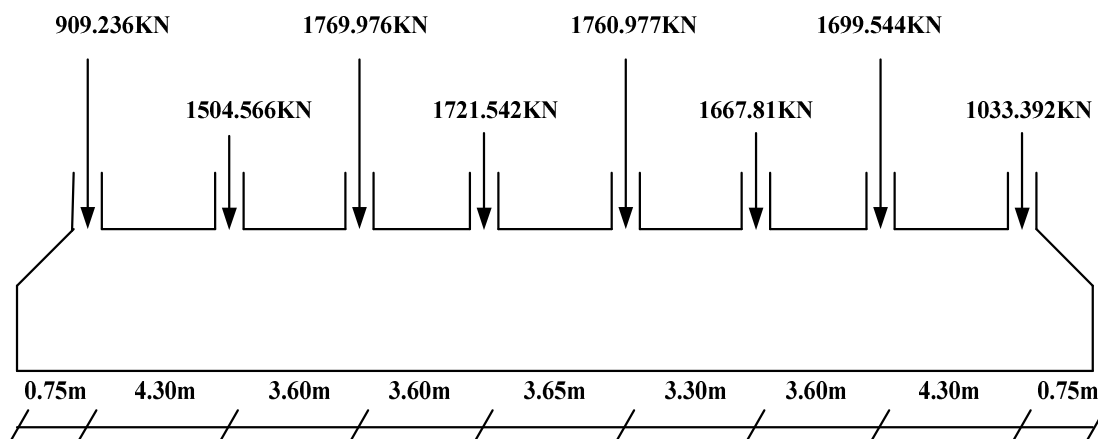


Figure VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$$N = \sum N_i = 12067.043 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{12067.043}{180 \times 27.85} = 2.40m.$$

Vu la distance existante entre axes de deux portiques, on constate qu'il va y avoir chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour cette structure, alors on va opter pour un radier général.

VI.2.5. Vérification du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- Un mauvais sol.
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

On opte pour un radier nervuré, car il offre une rigidité, et une facilité d'exécution

VI.2.5.1. Pré dimensionnement

a) La condition de coffrage :

$$h_i \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{pour la nervure.}$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$L_{max} = 4.80m \Rightarrow h_i = 48cm \text{ On opte pour une hauteur } h_i = 50cm \dots\dots\dots (a)$$

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} \dots\dots\dots \text{pour le radier.}$$

$h_r \geq 24cm$ donc on opte pour un radier de 30cm

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

b) La condition de raideur (rigidité)

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module de Young, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur 1ml .

K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 0.34\text{m} \dots \dots \dots (b)$

A partir des deux conditions précédentes (a) et (b) on prend :

$h_t = 0.6\text{m}$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.3\text{m}$ Pour le radier.

➤ La surface du radier :

$N_s = 23239.596 \text{ KN}$ (poids total transmis par la superstructure y compris le poids des voiles

Périphériques). (ELS)

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{23239.596}{180} = 129.10\text{m}^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bat} = 253.59\text{m}^2$.

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 253.59\text{m}^2$ (Le radier comporte pas de débord)

VI.2.5.3. Les vérifications nécessaire

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

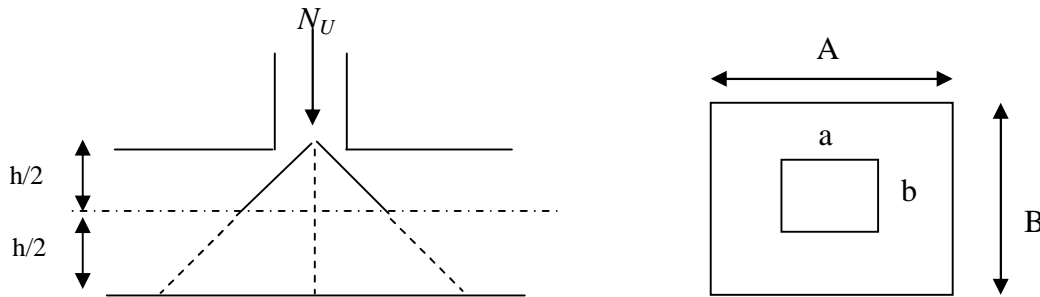


Figure VI.3: Présentation de zone d'impacte de la charge concentrée

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h_r \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

h_t : L'épaisseur totale de radier

$$\mu_c = 2 \times (a + b + 2h_t) = 2 \times (0.55 + 0.5 + 2 \times 0.6) \Rightarrow \mu_c = 4.5m$$

Nous avons : $Q_u = 2006.392KN \leq 2641.30KN$ c'est vérifié

a) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa.$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 4.8m de longueur, $d = 0.9 \times h_r = 0.27m$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times s} \times b = \frac{31936.343 \times 4.8}{2 \times 253.59} \times 1 = 302.24KN$$

$$\tau_u = \frac{302.24}{1 \times 0.27} = 1.19MPa \quad \dots\dots\dots \quad \text{c'est vérifiée}$$

b) Vérification des contraintes dans le sol :

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR BC 2.33.1(artcle : 3.541(a))

La formule suivante doit être vérifiée : $\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$.

A partir du logiciel Socotec on a : $I_{xx}=2299.36 \text{ m}^4$, $I_{yy} =14113.85\text{m}^4$ et $X_g=13.18\text{m}$, $Y_g=10.24\text{m}$.

➤ **Dans le sens x-x :**

Avec :

$$N = 31936.343\text{KN} \text{ et } M_x = 15599.07\text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times X_g = \frac{31936.343}{253.59} + \frac{15599.07}{2299.36} \times 13.18 = 0.215\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times X_g = \frac{31936.343}{253.59} - \frac{15599.07}{2299.36} \times 13.18 = 0.036\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.17\text{MPa} < \sigma_{sol} = 0.18\text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié}$$

➤ **Dans le sens y-y :**

$$N = 31936.343\text{KN} \text{ et } M_y = 19702.58\text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times Y_g = 0.14\text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} \times Y_g = 0.111\text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.131 < \sigma_{sol} = 0.18\text{MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

c) Vérification vis-à-vis de la stabilité au renversement :

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$ **RPA99** (article 10.1.5)

➤ **Suivant x-x :**

$$e = \frac{M_x}{N} = \frac{15599.07}{31936.343} = 0.48\text{m} < \frac{B}{4} = \frac{26.35}{4} = 6.58\text{m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

➤ **Suivant y-y :**

$$e = \frac{M_y}{N} = \frac{19702.58}{31936.343} = 0.61\text{m} < \frac{B}{4} = \frac{10.6}{4} = 2.65\text{m} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

d) Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

γ_w : Poids volumique ($\gamma_w = 10\text{KN/m}^2$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H=0.75m).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 253.59m^2$).

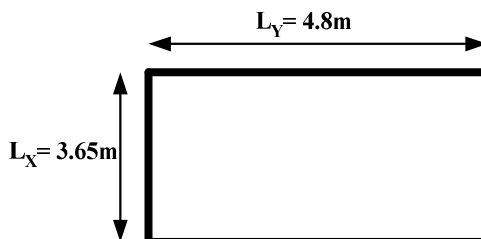
$$N \geq 1.5 \times 0.75 \times 253.59 \times 10 = 2852.88KN \quad \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

Donc le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

VI.2.5.4. Ferrailage

➤ **La dalle du radier**

La dalle sera calculé comme une dalle plein renversé, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension. $L_x = 3.65m$ et $L_y = 4.8m$



soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \gamma_b \times h_r = 25 \times 0.3 = 7.5KN / m^2$$

Figure VI.4 : Dalle sur quatre appuis

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S} + 1.35 \times G_0 = \frac{31936.343}{253.59} + 1.35 \times 7.5 = 136.06KN/m^2$$

N_U : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier).

$$q_s = \frac{N_s}{S} + G_0 = \frac{23239.596}{253.59} + 7.5 = 99.142KN/m^2$$

N_s : Est l'effort normale de service.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.76 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$v = 0$$

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0608 \\ u_y = 0.5274 \end{cases} \quad \dots\dots\dots \text{(Annexe)}$$

a) calcul à l'ELU

$$\text{Sens x-x'} : M^x_0 = u_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M^x_0 = 110.20 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M^y_0 = u_y \times M^x_0 \Rightarrow M^y_0 = 58.11 \text{KN.m}$$

➤ En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M^x_t = 0.75 \times M^x_0 = 82.65 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M^y_t = 0.85 \times M^y_0 = 49.39 \text{KN.m}$$

➤ En appui :

$$M^x_a = M^y_a = -0.5 \times M^x_0 = -55.1 \text{KN.m}$$

b) calcul à l'ELS

$$v = 0.2$$

$$\rho = 0.76 \Rightarrow \begin{cases} u_x = 0.0672 \\ u_y = 0.6580 \end{cases}$$

➤ En travée :

$$\text{Sens x-x'} : M^x_t = 0.75 \times M^x_0 = 115 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M^y_t = 0.85 \times M^y_0 = 85.85 \text{KN.m}$$

➤ En appui :

$$M^x_a = M^y_a = 0.5 \times M^x_0 = 76.75 \text{KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.3 \text{ m}^2$

❖ Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = A_{\min}^a \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$h_r = e = 30 \text{cm}$$

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

$$\rho = 0.76$$

$$A_{\min}^x = 2.688 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min}^y = A_{\min}^a = 2.4 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

Tableau VI.1 : Résumé des résultats de ferrailrages

Sens	Moments	$M (KN.m)$	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	$A_{adop} (cm^2/ml)$	$S_t (cm)$
Sens x-x	Travée	82.65	8.19	2.688	5T16=10.05	20
	Appui	55.1	5.39	2.4	4T14=6.16	25
Sens y-y	Travée	49.39	4.82	2.4	4T14=6.16	25
	Appui	55.1	5.39	2.4	4T14=6.16	25

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa.$$

$$V_{uy} = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 179.93KN.$$

$$\tau_u = \frac{179.93}{1 \times 0.27} = 0.666MPa < 1.25MPa \quad \dots\dots\dots \quad \text{c'est vérifié.}$$

$$V_{ux} = \frac{q_u \times l_x}{3} = 166.59KN.$$

$$\tau_u = \frac{166.59}{1 \times 0.27} = 0.617MPa < 1.25MPa \quad \dots\dots\dots \quad \text{c'est vérifié}$$

❖ **à l'ELS**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta) = 240MPa.$$

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

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.2 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	115	27.49	486.79	15	240
	M_a	76.75	21.27	528.07	15	240
y-y	M_t	85.85	23.79	590.68	15	240
	M_a	76.75	21.27	528.07	15	240

Remarque:

On remarque que la contrainte de l'acier et du béton en travée et en appui dans les deux sens n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section des aciers et l'épaisseur de radier.

Donc on adopte une épaisseur $b = 45$ cm et les sections d'aciers suivantes :

Tableau VI.3 ferrailage du panneau du radier.

	Sens x-x		Sens y-y	
	travée	Appui	Travée	Appui
A_{adop} (cm ² /ml)	8HA16=16.08	7HA14=10.78	7HA14=10.78	7HA14=10.78
S_t (cm)	12	14	14	14

Tableau VI.4 vérification des contraintes.

	Sens x-x		Sens y-y	
	travée	appui	Travée	Appui
σ_{bc} (MPa)	9	6.86	6.036	6.86
σ_s (MPa)	203	231	203.29	231

Donc les contraintes sont vérifiées.

VI.2.5.5. Schéma de ferrailage

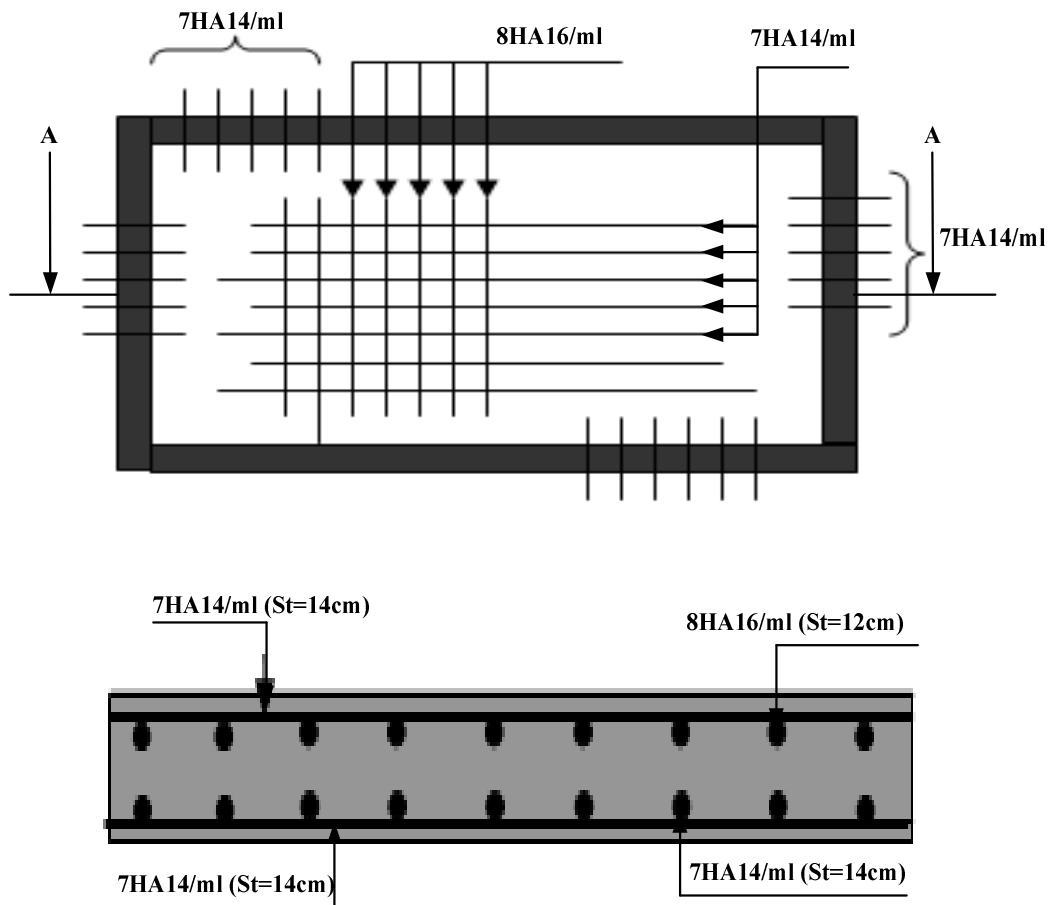


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

VI.2.6. Calcul des nervures

VI.2.6.1. Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

VI.2.6.2. Les sollicitations sur les nervures

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a $\rho = 0.76$ d'où la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

❖ Charge triangulaire

$$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

❖ Charge trapézoïdale

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 136.06 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 99.142 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des sollicitations

BAEL article III.5.2

❖ Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

❖ Moments en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

- **Sens transversal (y-y):** nervure intermédiaire

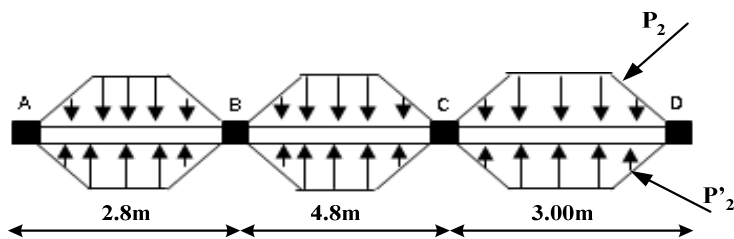


Figure.VI.6. Sollicitations sur les nervures transversales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELU)

Travée	L (m)	L' (m)	Pu (KN/ m)	Ma (KNm)		X (m)	Mt ^{max} (KN.m)
				Mg (KN.m)	Md (KN.m)		
A-B	2.8	2.8	153.80	-20	-66.66	1.52	132.39
B-C	4.8	3.84	263.67	-66.66	-195.92	2.59	286.74
C-D	3.00	3.00	164.79	-195.92	-22.95	1.07	265.51

Tableau VI.6 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens transversal (ELS)

Travée	L (m)	L' (m)	Ps (KN/ m)	Ma (KNm)		X (m)	Mt ^{max} (KN.m)
				Mg (KN.m)	Md (KN.m)		
A-B	2.8	2.8	120.07	-14.57	-48.57	1.52	96.47
B-C	4.8	3.84	192.12	-48.57	-142.76	2.59	208.94
C-D	3.00	3.00	120.08	-142.76	-16.72	1.92	146.85

- **Sens longitudinal (x-x) :** nervure de rive (7 travées)

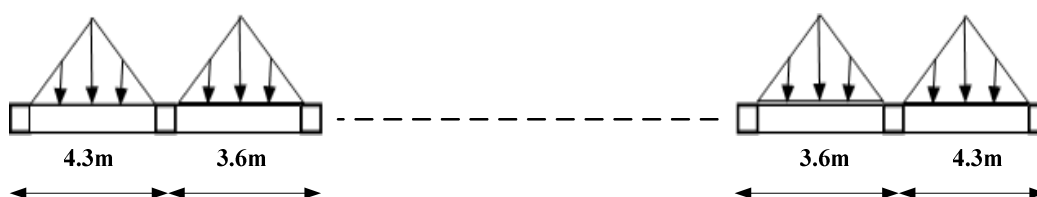


Figure.VI.7. Sollicitations sur les nervures longitudinales

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELU)

Travée	L (m)	L' (m)	P _u (KN/ m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	4.3	4.30	195.01	-47.16	-157.23	2.33	240.81
B-C	3.60	2.88	163.27	-157.23	-88.14	1.65	258.21
C-D	3.60	2.88	163.27	-88.14	-88.14	1.8	210.59
D-E	3.65	2.92	165.53	-88.14	-90.63	1.83	213.19
E-F	3.30	2.64	149.66	-90.63	-74.08	1.61	197.52
F-G	3.60	2.88	163.27	-74.08	-88.14	1.82	202.27
G-H	4.30	4.30	195.01	-88.14	-47.16	2.08	219.33

Tableau VI.8 : Sollicitations de la nervure de radier dans le sens longitudinal(ELS)

Travée	L (m)	L' (m)	P _s (KN/ m)	M _a (KNm)		X (m)	M _t ^{max} (KN.m)
				M _g (KN.m)	M _d (KN.m)		
A-B	4.3	4.30	142.10	-34.37	-114.57	2.33	175.47
B-C	3.60	2.88	118.97	-114.57	-64.24	1.57	193.24
C-D	3.60	2.88	118.97	-64.24	-64.24	1.8	153.46
D-E	3.65	2.92	120.62	-64.24	-66.04	1.82	155.84
E-F	3.30	2.64	109.05	-66.04	-53.98	1.61	143.92
F-G	3.60	2.88	118.97	-53.98	-114.57	1.96	168.35
G-H	4.30	4.30	142.10	-114.57	-34.37	1.96	194

❖ Les sollicitations maximales sont :

A L'ELU

Sens y-y

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -195.92 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 286.74 \text{KN.m}$$

Sens x-x

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -157.23 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 258.21 \text{KN.m}$$

A ELS**Sens y-y**

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -142.76 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 208.94 \text{KN.m}$$

Sens x-x

$$M_{\text{appui}}^{\text{max}} = -114.57 \text{KN.m}$$

$$M_{\text{trav}}^{\text{max}} = 193.24 \text{KN.m}$$

VI.2.6.3. Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

On a augmenté la valeur de h_0 de 0.30 à 0.45 alors on doit augmenter la valeur de h .

$$h = 0.7 \text{m}$$

$$h_0 = 0.45 \text{m}$$

$$b_0 = 0.55 \text{m}$$

$$d = 0.65 \text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.8}{10}; \frac{3.65}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0.48; 1.8)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0.4 \text{m}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.35 \text{m}$$

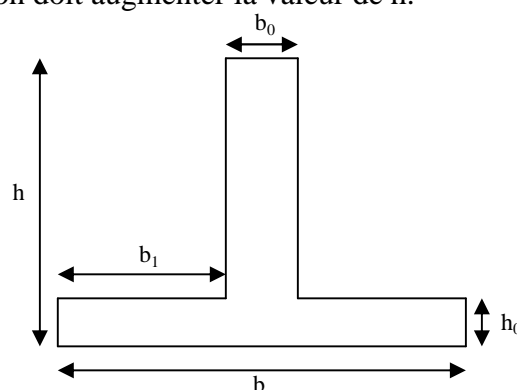


Figure. VI.8 : Section de la nervure

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier

sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A^{RPA} (cm^2)	A_{adopte} (cm^2)
Y-Y	Travée	286.74	12.91	24.75	8T20=25.13
	Appuis	195.92	10.59	24.75	8T20=25.13
X-X	Travée	258.21	11.60	24.75	8T20=25.13
	Appuis	157.23	10.59	24.75	8T20=25.13

➤ **Les vérifications**

❖ **Effort tranchant**

$$V_{\max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$$

$$V_{\max} = 381.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.06 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \quad \text{C'est vérifiée}$$

❖ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(20; 55; 25) = 20 \text{ mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

❖ **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; \phi_{l \min}\right) \Rightarrow S_t = \min(17.5; 12; 20) = 12 \text{ cm} \text{ soit } S_t = 10 \text{ cm.}$$

➤ **À l'ELS : Vérification des contraintes**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Tableau VI.10 : vérification des contraintes à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	M_t	208.94	3.19	15	88.17	240
	M_a	142.08	2.17	15	59.95	240
X-X	M_t	193.24	2.95	15	81.54	240
	M_a	114.57	1.75	15	48.34	240

VI.2.6.4. Schéma de ferrailage

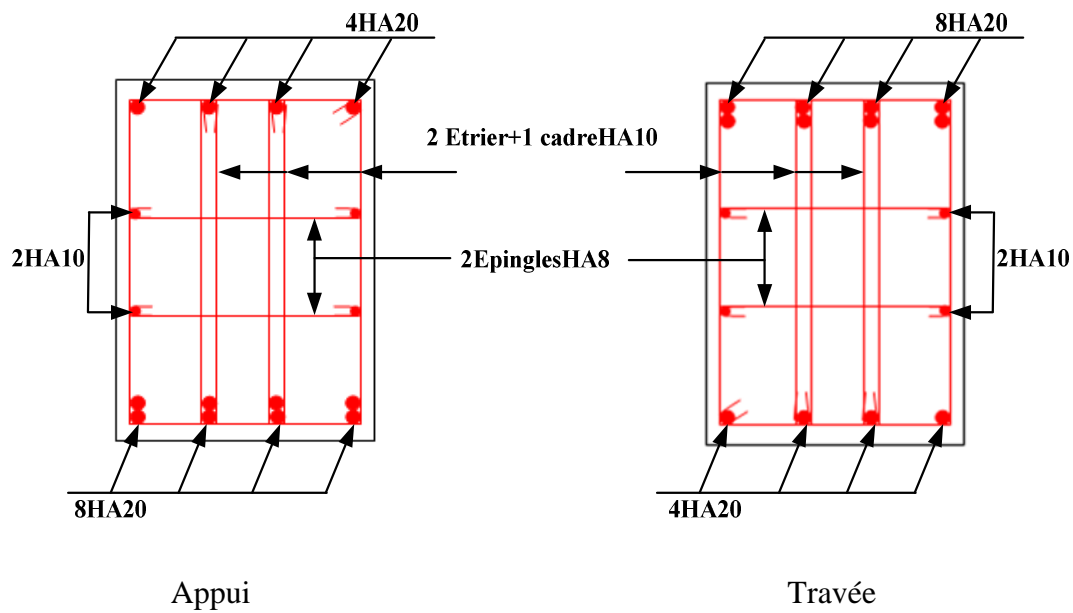


Figure VI. 9 : Schéma de ferrailage de la nervure

VI.2.7. Vérification des semelles isolées de RDC

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Le poteau le plus sollicité est un poteau rectangulaire de section (a×b), pour cela on opte pour une semelle rectangulaire de section (A×B) ; (0.4×.45).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure dans le RDC donne un effort normal de l'ordre : 958KN

$$A^2 \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.958}{0.18}} = 2.30m^2$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées convient pour notre cas.

❖ Hauteur de la semelle :

Pour une semelle rigide on a :

$$d = \max\left(\frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4}\right)$$

$$h_t = d + 5cm$$

Calcul de A et B

$$\frac{a}{b} = \frac{0.4}{0.45} = \frac{A}{B} \Rightarrow A = 0.88B$$

$$\text{Et } A \times B = 2.3 \Rightarrow 0.88B^2 = 2.3m^2$$

$$\text{D'où : } B = 1.61m \text{ et } A = 1.43m$$

$$\text{Alors on prend : } \begin{cases} B = 1.65m \\ A = 1.45m \end{cases}$$

$$d \geq \frac{1.65 - 0.45}{4} = 0.30m$$

On prend $d=30$ cm.

Donc $h_t=30+5=35$ cm.

VI.2.7.1.vérification des contraintes

- poids propre de la semelle : $P_s=25 \times 1.65 \times 1.45 \times 0.35 =20.934$ KN.

- poids propre de l'avant poteau : $P_{pot} =25 \times 0,45 \times 0,4 \times 0,35 = 1.575$ KN.

$$N' = N + \sum P \Rightarrow N' = 958 + 1.35 * (20.934 + 1.575)$$

$$N' = 988.387 \text{ KN.}$$

$$\sigma_s = \frac{0.988387}{1.65 \times 1.45} = 0.413MPa < 0.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ c'est vérifié.}$$

VI.2.7.2.ferraillage des semelles**➤ Nappe supérieure //A****❖ à l'ELU :**

$$N'_u = 988.387 \text{ KN.}$$

$$A_x = \frac{N'_u (A - a)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{988.387 \times 10^{-3} \times (1.45 - 0,4)}{8 \times 0.35 \times 348}$$

$$A_x = 10.65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

❖ à l'ELS :

$$N_s = 699.65 \text{ KN}$$

$$N'_s = 699.65 + 20.934 + 1.575 = 722.159 \text{ KN (à partir de la descente de charge.)}$$

$$A_x = \frac{N'_s (A - a)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{722.159 \times 10^{-3} \times (1.45 - 0,4)}{8 \times 0.35 \times 240}$$

$$A_x = 11.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable, alors on choisit :

$$A_x = 10HA12 = 11.31 \text{ cm}^2.$$

➤ **Nappe inférieure //B**

❖ **à l'ELU :**

$$A_Y = 12.17 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **à l'ELS :**

$$A_Y = 12.89 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le calcul à l'ELS est le plus défavorable, alors on choisit :

$$A_y = 9HA14 = 13.86 \text{ cm}^2.$$

❖ **Les longueurs de scellement**

Pour la nappe//A

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.2$$

$$l_s = 48 \text{ cm}$$

$$A/4 = 145/4 = 36.25 \text{ cm.}$$

$$l_s = 48 \text{ cm} > A/4 = 36.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{barres rectilignes sans crochets}$$

Pour la nappe//B

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} = 40 \times \emptyset = 40 \times 1.4$$

$$l_s = 56 \text{ cm}$$

$$A/4 = 165/4 = 41.25 \text{ cm.}$$

$$l_s = 56 \text{ cm} > B/4 = 41.25 \text{ cm} \Rightarrow \text{barres rectilignes sans crochets}$$

VI.2.7.3. Schéma de ferrailage

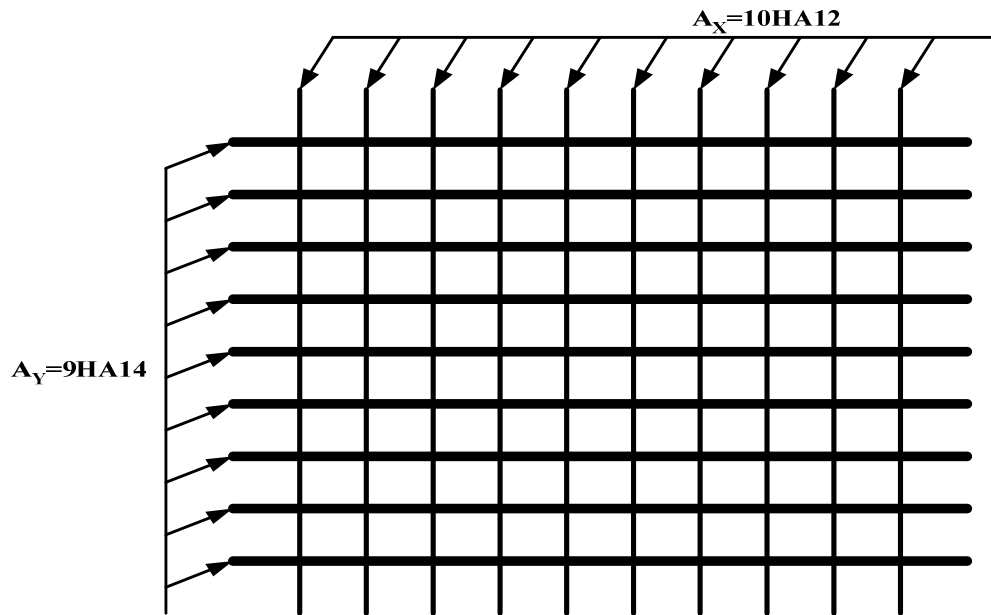


Figure VI.10 : Schéma de ferrailage de la semelle isolée

VI.3. ETUDE DU MUR DE SOUTÈNEMENT

VI.3.1. Définition

Un mur de soutènement est une construction destinée à prévenir l'éboulement ou le glissement d'un talus raide, ils sont essentiellement employés pour protéger les chaussées routières contre le risque d'éboulement, notamment en site urbain pour réduire l'emprise d'un talus naturel.

Le mur doit satisfaire les exigences minimales du RPA suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Pour notre cas le mur est soumis à la poussée des terres et à la charge (Q) qui est due au poids de la structure transmise à la deuxième fondation.

VI.3.2. Caractéristique du mur

Hauteur : $h = 10.7 \text{ m}$.

Epaisseur : $e = 40 \text{ cm}$.

Longueur : $L = 4.3 \text{ m}$

VI.3.3. Caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma = 23.61 \text{ KN/m}^3$

Angle de frottement : $\varphi = 26.36^\circ$

Cohésion : $C = 22 \text{ KN/m}^2$

Contrainte admissible de sol : $\sigma_{ad} = 1.8 \text{ bar}$

VI.3.4. Détermination des contraintes

La contrainte qui s'exerce sur la face du mur est : $\sigma_H = K_a \times \sigma_V$

σ_H : Contrainte horizontale.

σ_V : Contrainte verticale.

K_a : Coefficient de poussée

Avec :

$$K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow K_a = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{0.46}{2}\right)$$

Donc $K_a = 0.38$

A ELU :

Surcharge accidentelle : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$Q = q \times K_a$$

$$Q = 3.8 \text{ KN/ml}$$

$$\sigma_H(h) = K_a(1.35 \times \gamma \times h + Q)$$

$$\sigma_H(10.7) = \sigma_{max} = 131.04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_H(0) = \sigma_{min} = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 98.64 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 98.64 \text{ KN/m}$$

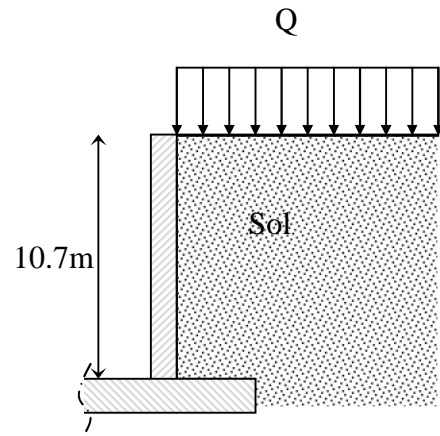


Figure VI.11 : Schéma du mur de soutènement

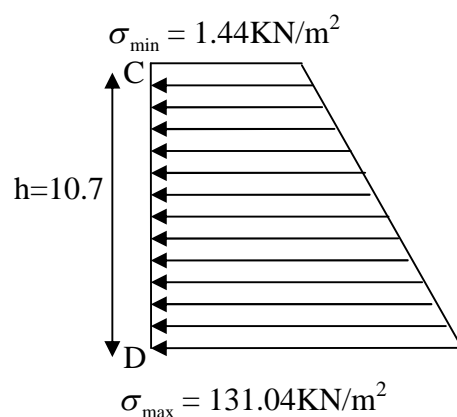


Figure VI.12 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELU

A ELS :

$$\sigma_H = K_a (\gamma \times h + Q)$$

Pour $h=10.7\text{m}$: $\sigma_H = 97.44\text{KN} / \text{m}^2$

Pour $h=0\text{m}$: $\sigma_H = 1.44\text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 73.44\text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_S = \sigma_{moy} \times 1\text{ml} = 73.44\text{KN} / \text{m}$$

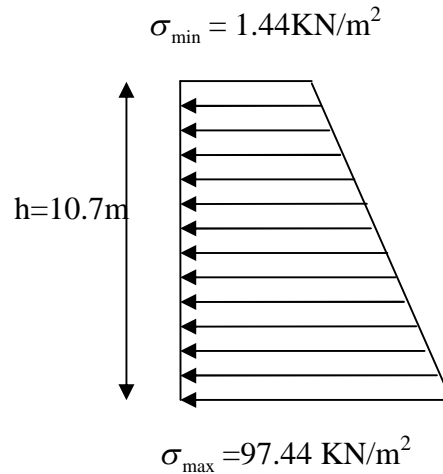


Figure VI.13 : Répartition des contraintes sur le panneau le plus sollicité à l'ELS

VI.3.5.Ferraillage du mur

Pour le ferraillage on prend le panneau le plus défavorable.

Le mur se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne

$$L_x = 4.3 \text{ m}$$

$$L_y = 10.7 \text{ m}$$

$$e = 0.4\text{m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,401 > 0,4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

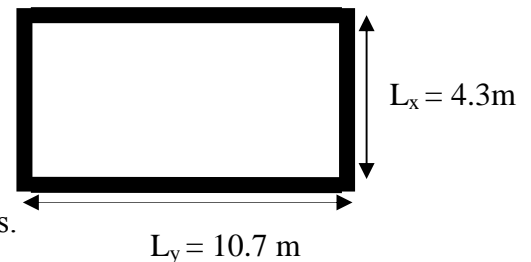


Figure.VI.14 : panneau le plus sollicité

A ELU :

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0,401 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0,1101 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \quad [\text{Annexe}]$$

$$M^x_0 = 200.8\text{KN.m}$$

$$M^y_0 = 50.2\text{KN.m}$$

• En travée

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 42,67 \text{ KN. m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 170,68\text{KN. m}$$

• En appuis

$$M_{ap} = 0,5 \times M_{0x} = 100,4\text{KN. m}$$

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une section $b \times h = (1 \times 0,40) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Résumé des résultats de ferrailage du mur

sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	S _t (cm)
X-X	Travée	170.68	14.33	7HA20=21.98	14
	appuis	100.4	8.24	6HA16=12.06	16
Y-Y	Travée	42.67	3.44	6HA14=9.24	16
	appuis	100.4	8.24	6HA16=12.06	16

➤ **Vérifications à l'ELU**

❖ **Condition de non fragilité**

$$\rho = 0,401 > 0,4; \quad e \geq 12cm$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) \times b \times e$$

$$\rho_0 = 0,0008 \dots \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} \times (3 - 0,401) \times 100 \times 40 = 4.15cm^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 40 = 3.2cm^2$$

$$A_t > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_u > A_{min} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa) = 2.5 MPa$, fissuration nuisible.

On a :

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{98.64 \times 4.3}{2} \times \frac{4.3^4}{4.3^4 + 10.7^4} = 5.39KN$$

$$\tau_u = \frac{5.39}{1 \times 0.36} \times 10^{-3} = 0.014MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$\rho = 0,401 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0.1121 \\ \mu_y = 0,2854 \end{cases} \quad [\text{Annexe}]$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$M_{0x} = 152.22KN.m$$

$$M_{0y} = 43.44KN.m$$

❖ En travée

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{oy} = 31.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{ox} = 129.38 \text{ KN.m}$$

❖ En appuis

$$M_{ap} = 0,5 \times M_{ox} = 76.11 \text{ KN.m}$$

• Vérification des contraintes

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa.} \quad (\text{Fissuration nuisible})$$

Avec :

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

$$I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

Tableau VI.12 : vérification des contraintes dans le mur à l'ELS

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	M_t	129.38	7.29	15	184.9	201.6
	M_a	76.11	5.28	15	192.73	201.6
Y-Y	M_t	31.38	2.65	15	102.6	201.6
	M_a	76.11	5.28	15	192.73	201.6

Donc les contraintes sont vérifiées

VI.3.6. Schéma de ferrailage du mur de soutènement

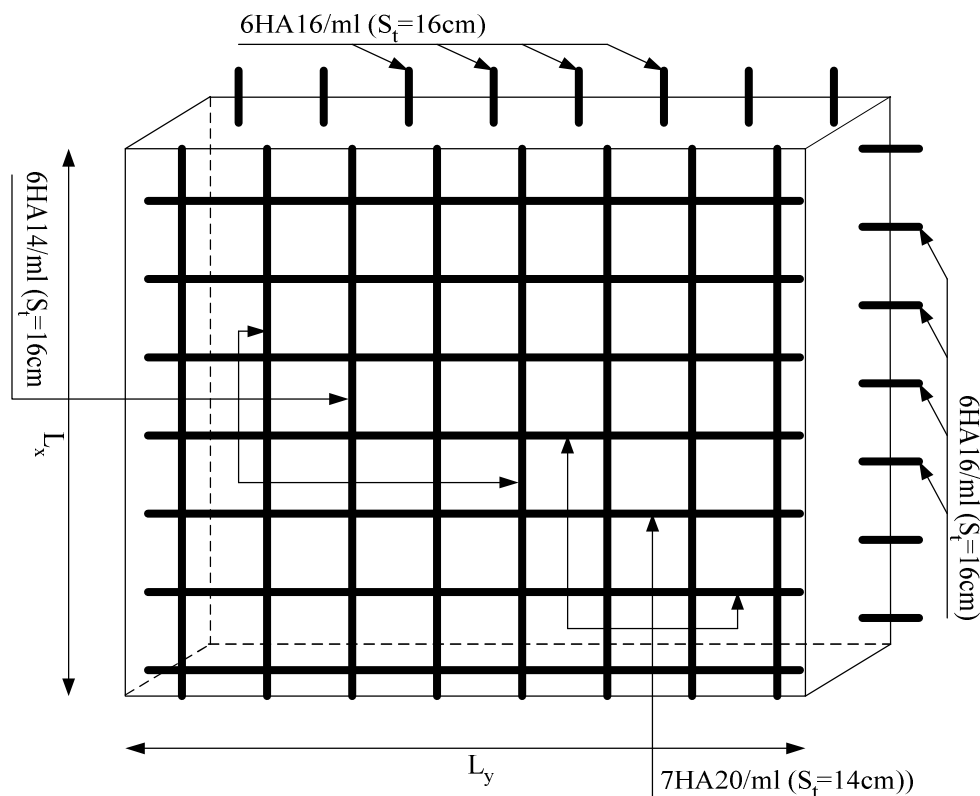


Figure VI.15: Schéma du ferrailage du mur soutènement

VI.4.CONCLUSION

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage, ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés à la caractéristique du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée, ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient et le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante, en suite nous sommes passés à un calcul avec radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé, le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Un mur de soutènement d'une hauteur de 3.4m est prévu pour supporter l'action de pousser des terres exercées sur l'entre sol, ce mur sera calculé comme des panneaux de dalles pleines reposant sur quatre appuis.

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que : RPA (99/version 2003), BAEL 91, CBA93, DTR et la pratique des logiciels Comme : SAP2000, socotec, autocad ...etc.

La recherche du bon comportement dynamique de la structure nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures contreventées par un système mixtes.
- L'irrégularité en plan et en élévation de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable, la vérification

de cette dernière nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.

- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

R.P.A 99/ version2003 (Règles Parasismiques Algériennes : DTR BC 2.48 , 1999/ver2003)

BAEL91 modifié 99 et DTU associés. (deuxième édition 2000, deuxième tirage 2002) ; Paris
Jean-Pierre Mougín, BETON armé.

C.B.A93 (Code du béton armé DTR-BC 2.41,1993)

DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation. Edition 1989)

DTR B.C.2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)

Calcul des ouvrages en béton armé, (M. Belazougui 4^{ème} édition OPU, 2007)

Autres documents consultés :

Cahier de cours de cursus.

Logiciels utilisés :

SAP 2000/Version 14

SOCOTEC

Autocade 2010.

Chapitre I

Généralités

Chapitre II

Pré dimensionnement des
éléments

Chapitre III

Etude des éléments
secondaires

Chapitre IV

Etude sismique

Chapitre V

Etude des éléments principaux

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Introduction

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Les plans