

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la 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+10+ 03entres sol) à usage d'habitation
Contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)

Présenté par :

M^{elle} : SIMOUSSA Nadjette

M^{elle} : ABALACHE Salima

Encadré par:

M^{elle} : HAMOUCHE

Jury:

M^{eme}: CHIKH AMER

M^r: BOUKELLOUDA

Promotion 2011-2012

Remerciements

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

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

✓ *A nos familles : qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études*

✓ *A M^{elle} Hamouche : notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.*

✓ *Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger notre travail*

✓ *A M^{er} Djerroud Akli qui nous a aidé*

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

Salima&Nadjette

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

Je dédie ce mémoire :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance et tout mon amour.

A mes grands parents à qui je souhaite une longue vie

A mes chers frères et sœurs : Saou, Bihmane, Lynda et Hanane.

A mes tantes : Samia, Souad, Sabiha, Nadia et amti Zahra ainsi qu'à leurs maris

A mes oncles : Hakim, Samir, Rafik et sa femme Lamia

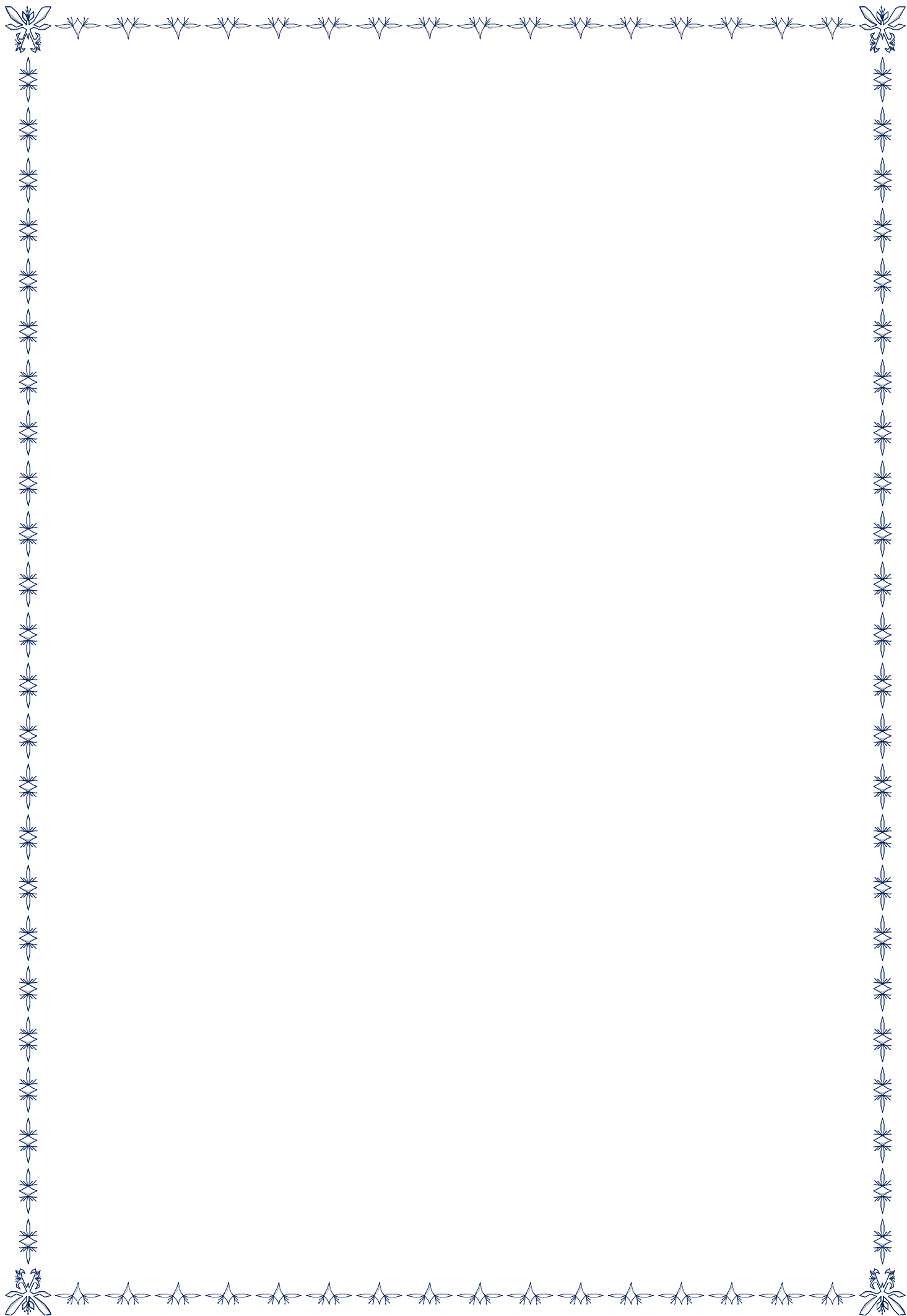
A ma nièce et son papa : Celina et Ahmed

A chaque cousins et cousines

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère surtout : Akli et Noria.

A ma binôme Salima et à toute sa famille

Simoussa nadjat



Dédicaces

Rien n'est aussi beau d'offrir que le fruit d'un labeur qu'on dédie du fond du cœur à ceux qu'on aime et qu'on remercie en exprimant la gratitude et la reconnaissance durant toute notre existence.

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 Malika qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père Mouhand Amoukran qui a sacrifié toute sa vie a fin de me voir devenir ce que je suis,

A la mémoire de ma très chère grand-mère Louiza

A mon très cher grand-père Mouhand Ouali

A mon très cher mari Idir pour son soutien et aide précieux

A mon beau père Larbi et beau frère Aziz

A ma petite et adorable fille Khoukha Dassine

Mes soeurs : Amel, Kahina, Nabila et son mari Mouhand Akli,

Mes frères : Fayçal, Jugurtha, Nabil et Walid,

Mes chers (es) nièces et neveu : Délina, Mirina, Louiza, Tikinas

Mes amis (es) : Nawel, Rachida, Kahina, Djilali, Mouhand

Ma binôme Nadjette et sa famille

ABALACHE Salima

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : GENERALITES	1
1.1 DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	1
1.2 DEFINITION DES ELEMENTS DE L'OUVRAGE	1
1.3 REGLEMENTS ET NORMES UTILISES	2
1.4 LES CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION	2
1.5 DEFINITION DES ETATS LIMITES	8
CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	11
II.1 INTRODUCTION.....	11
II.2 PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	11
II.3 DESCENTE DE CHARGE	22
II.4 VERIFICATION DES POTEAUX A LA COMPRESSION SIMPLE	27
II.5 VERIFICATION DES POTEAUX AU FLAMBEMENT	27
II.6 CONCLUSION	29
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	30
III.1 ETUDE DES PLANCHERS.....	30
III.2 ETUDE DES DALLES PLEINES	56
III.3 ESCALIER	68
III.4 POUTRE PALIERE	84
III.5 ACROTERE	93
III.6 ASCENSEURS	100
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE.....	114
IV.1 GENERALITES SUR LES SEISMES	114
IV.2 PRINCIPES FONDAMENTAUX DE CALCUL	116
IV.3 MODELISATION DE LA STRUCTURE PAR LE LOGICIEL SAP2000 V 14.2.2.....	121
IV.4 INTERPRETATION DES RESULTATS DE L'ANALYSE DYNAMIQUE	122

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	131
V.1 INTRODUCTION	131
V.2 ETUDE DES POTEAUX.....	131
V.3 ÉTUDE DES POUTRES	143
V.4 ÉTUDE DES VOILES	152
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	160
VI.1 ETUDE DES VOILES PERIPHERIQUES	160
VI.2 ETUDE DES FONDATIONS	165
VI.3 CONCLUSION	183

CONCLUSION GENERALE

BIBLIOGRAPHIE

ANNEXES

PLANS

RAPORT DE SOL

Liste des tableaux

N ^o	Titre	Page
II.1	Evaluation des charges et surcharges des planchers terrasse inaccessible.	20
II.2	Evaluation des charges et surcharges des planchers terrasse accessible	20
II.3	Evaluation des charges et surcharges des planchers étage courant	20
II.4	Evaluation des charges et surcharges du plancher RDC	21
II.5	Evaluation des charges et surcharges des dalles pleines	21
II.6	Evaluation des charges et surcharges de la terrasse avec dalles pleines.	21
II.7	Evaluation des charges et surcharges des murs extérieurs	21
II.8	Evaluation des charges et surcharges de l'escalier	22
II.9	récapitulatif de la descente de charge	26
II.10	vérifications au flambement des poteaux	28
III.1	Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	38
III.2	les sollicitations à l'E.L.U	41
III.3	les sollicitations à l'E.L.S	43
III.4	Ferraillage des poutrelles	54
III.5	Les charges sur le balcon	56
III.6	Le ferraillage adopté pour la dalle D1	59
III.7	Vérification des contraintes	60
III.8	Le ferraillage adopté pour la dalle D2	67
III.9	les sollicitations sur l'escalier à l'E.L.U	71
III.10	les sollicitations sur l'escalier à l'E.L.S.	72
III.11	sollicitations et combinaisons d'action	95
III.12	Ferraillage de la dalle pleine du local machine	105
III.13	Tableau récapitulatif du ferraillage à L'ELS	109
III.14	Ferraillage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur.	110
III.15	Tableau récapitulatif du ferraillage à L'ELS	113
IV.1	Valeurs des facteurs de qualité.	117
IV.2	Résumé des résultats.	120
IV.3	Périodes de vibration et taux de participation massique.	125
IV.4	Vérification de l'interaction sous charges verticales	126
IV.5	Vérification de l'interaction sous charges horizontales	127
IV.6	Vérification de l'effort tranchant à la base	128
IV.7	Vérification de l'effort normale réduit	128
IV.8	Vérification des déplacements relatifs	129
IV.9	Vérification des effets P- Δ .	130
V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	132
V.2	Les sollicitations dans les poteaux du entre-sol 01	133
V.3	Les Armatures longitudinales dans les poteaux	135
V.4	Armatures transversales dans les poteaux	136
V.5	Vérification de l'effort normale ultime	138
V.6	Vérification des contraintes dans le béton.	139
V.7	Vérification des contraintes tangentielles	140

V.8	les sollicitations les plus défavorables	144
V.9	Les armatures longitudinales dans les poutres	145
V.10	Vérification des contraintes tangentielles	146
V.11	Vérification au cisaillement.	146
V.12	Moments résistants dans les poteaux	147
V.13	Vérification des zones nodales.	148
V.14	Vérification de l'état limite de compression du béton	149
V.15	ferraillage du voile V_{x1}	156
V.16	ferraillage du voile V_{y1}	156
V.17	ferraillage du voile V_{xy} .	157
V.18	Vérification au cisaillement. V_{x1}	157
V.19	Vérification au cisaillement. V_{y1}	158
V.20	Vérification au cisaillement. V_{xy}	158
VI.1	Ferraillage du voile périphérique	162
VI.2	Résumé des résultats	163
VI.3	Résumé des résultats (vérification des contraintes).	174
VI.4	vérification des contraintes.	174
VI.5	Sollicitations de la nervure dans le sens x-x	177
VI.6	Sollicitations de la nervure dans le sens y-y	178
VI.7	Résumé des résultats	179
VI.8	Résumé des résultats (vérification des contraintes).	180

Listes des figures

N0	Titre	Page
I.1	Diagramme contraint - déformations du béton à l'ELU Diagramme	05
I.2	contraintes- déformations de l'acier	07
II.1	Coupe transversale d'un plancher à corps creux.	12
II.2	Coupe transversale d'une poutrelle	13
II.3	Vue en plan d'une dalle pleine sur 2appuis	15
II.4	Vue en plan d'une dalle pleine sur 3appuis	16
II.5	Vue en plan d'un voile	16
II.6	Schéma de l'escalier	17
II.7	Vue en plan d'un escalier	17
II.8	Coupe d'escalier étage courant	18
II.9	Coupe d'escalier RDC	19
II.10	hauteur libre d'étage	19
II.11	Identification des poteaux les plus sollicités au niveau de l'entre-sol.	22
II.12	surfaces afférente	23
II.13	Méthode de dégression dans la section des poteaux	25
III.1	Différentes types de poutrelles	34
III.2	Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.	36
III.3	poutrelle (type2)	39
III.4.1	Schéma de ferrailage en travée	54
III.4.2	Schéma de ferrailage en appui	54
III.5	Schéma de ferrailage de la dalle de compression	56
III.6	dimension de la dalle D1	57
III.7	Schéma de ferrailage de la dalle D1	65
III.8	dimension de la dalle D2	66
III.9	Schéma de ferrailage de la dalle D2	67
III.10	dimension de l'escalier	68
III.11	Sollicitations à l'E.L.U.	70
III.12	diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'E.L.U	71
III.13	diagrammes des moments réduits à l'E.L.U	72
III.14	diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'E.L.S.	72
III.15	diagrammes des moments réduits à l'E.L.S.	73
III.16	Schéma de ferrailage de l'escalier	83
III.17	la charge sur la poutre palière	84
III.18	diagramme des moments réduits à l'E.L.U	85
III.19	Ferrailage de la poutre palière	92
III.20	dimensions de l'acrotère.	93
III.21	sollicitations sur l'acrotère	94
III.22	Section à ferrailer	96

III.23	schéma de ferrailage de l'acrotère	99
III.24	choix de l'ascenseur	101
III.25	Schéma de ferrailage de l'escalier	103
III.26	calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.	103
III.27	Schéma de ferrailage de la dalle au dessus de l'ascenseur.	109
IV.1	Schéma de ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur	113
IV.2	spectre de calcul	121
IV.3	dispositions des voiles.	123
IV.4	mode2 translation suivant l'axe X-X.	123
IV.5	mode2 translation suivant l'axe Y-Y	124
V.1	mode 3, torsion suivant l'axe Z-Z.	124
V.2	Zone nodale	131
V.3	Section d'un poteau.	138
V.4	Zone de recouvrement	141
V.5	Schéma de ferrailage des poteaux des entres sol 01, 02,03 et RDC	142
V.6	Schéma de ferrailage des poteaux étage 01, 02,03 et 04	142
V.7	Schéma de ferrailage des poteaux étage 05 et 06	142
V.8	Schéma de ferrailage des poteaux étage 07 et 08	143
V.9	Schéma de ferrailage des poteaux étage 09, 10 et 11	143
V.10	Schéma de la zone nodale.	147
V.11	schéma de ferrailage en appui.	150
V.12	schéma de ferrailage en travée.	150
V.13	schéma de ferrailage en appui.	150
V.14	schéma de ferrailage en travée	150
V.15	schéma de ferrailage en appui.	151
V.16	schéma de ferrailage en travée.	151
V.17	schéma de ferrailage en appui	151
V.18	schéma de ferrailage en travée.	151
V.19	localisation des voiles a calculé.	153
V.20	exemple de ferrailage du voile V_{YX} au niveau du l'entre-sol	158
V.21	exemple de ferrailage du voile V_{Y1} au niveau du l'entre-sol.	158
V.22	exemple de ferrailage du voile V_{X1} au niveau du l'entre-sol.	159
VI.1	Schémas de ferrailage des voiles au niveau de la zone de recouvrement	159
VI.2	Diagramme des contraintes.	161
VI.3	schéma de ferrailage du voile périphérique	164
VI.4	Schéma d'une semelle isolée	166
VI.5	Semelle filante	166
VI.6	Zone de contact poteau- radier	169
VI.7	Répartition des charges aux poutres selon les lignes de rupture	175
VI.8	Sollicitations sur les nervures du sens x-x.	177
VI.9	Sollicitations sur les nervures du sens y-y.	178
VI.10	Section à ferrailer.	179
VI.11	vue en plan	181
VI.12	la coupe suivant A-A	181
VI.13	détails de ferrailage d'une travée de nervure X.X	182
VI.14	détails de ferrailage d'un appui de nervure Y.Y	182
VI.15	détails de ferrailage d'une travée de nervure Y.Y	183
	détails de ferrailage d'un appui de nervure .Y.Y	183

--	--	--

Symboles

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

B_r: Section réduite.

B : 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).

∅: Diamètre.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_d, E_c : Sont les modules de déformation.

F : Force ou action générale.

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).

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité .

L : Longueur ou portée.

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

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

N_s : Effort normal de service.

N_u : 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).

R : Coefficient de comportement global.

S : Section.

S_r : Surface du radier (m²).

S_{bat}: Surface totale du bâtiment (m²).

S_t : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂: Période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

V_{ser}: Effort normal en 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.

a: Epaisseur.

b₀: Epaisseur brute de l'arme d'une section

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f: Flèche

f_e: 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

ν: Coefficient de poisson

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).

σ̄: 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.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

$\Delta\sigma$: Variation de la contrainte effective (bars).

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.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION

Jusqu'à nos jours, des constructeurs et des ingénieurs en génie civil sont censé investir tout leur savoir faire dans l'étude et la conception des ouvrages, continuent leurs recherches dans le domaine de la construction afin d'aboutir à des méthodes de calcul précises tout en tenant compte des différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité.

Les études de risques montrent que notre sécurité n'est pas prioritairement mise en péril par des dangers naturels connus et répétitif mais plutôt par des évènements rares.

Dans notre pays, il s'agit, en particulier, des tremblements de terre vu que l'Algérie est située sur une limite majeure entre deux plaques tectoniques (la plaque eurasienne et la plaque africaine) ce qui résulte en une activité sismique importante au nord. La meilleure prévention est la construction parasismique en respectant les normes qui visent principalement à protéger les personnes et à limiter les dégâts.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment R+10+03 Entre Sol, qui regroupe commerces et logements d'habitation, contreventé par une structure mixte (voiles+ portiques).

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui feront l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéressés dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel SAP2000. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

CHAPITRE I

GÉNÉRALITÉ

I.1) Description de l'ouvrage

I.1.1) Introduction :

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment composé de trois (3) Entres sol plus dix (10) étages à usage d'habitation et un rez de chaussée a usage commercial, implanté dans la wilaya de Bejaia (la construction des 201 logements a TAKLEAIT), qui est classé dans une zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon le règlement parasismique Algérien RPA99(version 2003) .

I.1.2) Description architecturale :

Les dimensions en plan sont de 25.85m de longueur et de 22.12m de largeur, et celles en élévation sont :

- La hauteur d'étage courant+l'entre sol : **3.06m**
- Hauteur du RDC est : **4.08 m**
- La hauteur totale du bâtiment est : **46.92m**

I.1.3) Données du site :

Rapport du sol :

Le site destiné pour la construction des 201 logements collectifs projetés à Bejaia, est situé a environ 1km de l'Ouest des cités 300 et 1000 logts Iheddaden Bejaia.

En se basant sur la natures des sols qui constituent le site, ainsi que les résultats des essais géotechniques, nous recommandons des fondations superficielles de type radier qu'il y a lieu d'ancrer à **4.20m** de profondeur par rapport à la cote du terrain naturel et de prendre une contraintes admissible $Q_{adm}=1,80bars$.

Le site est localisé dans la partie Sud de la feuille de Bejaia, toute la région est pratiquement schisteuse mollement ondulée, sans ligne orographique bien distincte, s'étale puisqu'aux reliefs gréseux de Sidi BOUDRAHEM. Immédiatement au Nord de l'Ouest Soummam, se dressent les hauteurs de Djebel SIDI BOUDRAHEM. Ces reliefs sont couverts de foret et de maquis dégradés.

Selon les recommandations du C.G.S (2003), la région de Bejaia est classée en zone de moyenne sismicité **IIa** et le site peut être classé en catégorie **S3**.

Il y a lieu de prendre en compte la sismicité de cette région dans le calcul des bétons armés.

I.2) Définition des éléments de l'ouvrage :

I.2.1) Système de contreventement :

En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toute structure dépassant une hauteur de 14m, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage). De ce fait le projet objet de notre étude doit s'inscrire dans les exigences du RPA.

I.2.2) Les planchers :

Les planchers utilisés sont de type corps creux (hourdis) avec une dalle de compression en béton armé qui forme un diaphragme horizontal rigide et qui assure la transmission des charges horizontales aux éléments verticaux, tout en assurant la compatibilité des déformations.

I.2.3) L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse.

I.2.4) Les escaliers :

Ce sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulés sur place.

I.2.5) Les façades :

– Les murs extérieurs et les murs de séparation entre les appartements sont en doubles parois de briques creuses, séparées par une lame d'air de 5 cm.

– Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi en brique creuse de 10 cm d'épaisseur.

I.2.6) L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, il sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.3) Règlements et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- ✓ Code De Béton Armé. CBA93
- ✓ Règlement Parasismique Algérien. RPA99/révisée en 2003
- ✓ Béton Armé Aux Etats Limites . BAEL 91.
- ✓ Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges. DTR-BC2.2
- ✓ Règles De Calculs Des Fondations Superficielles. DTR-BC2.331

I.4) Les caractéristiques des matériaux de construction :

Les matériaux d'une structure jouent incontestablement rôle important dans la résistance des constructions leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que : le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre des matériaux.

I.4.1) Béton :

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- il est composé de matériaux abondants dans la nature et facilement disponibles directement, comme les graviers et les sables ou indirectement comme le ciment.
- il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque ; où on dispose pour cela d'un temps suffisant.
- il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.

- il a une bonne durabilité.

I.4.1.1) Composition du béton :

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Les qualités recherchées sont en général :

- la résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction, la résistance aux chocs.
- la résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides, les produits industriels.
- la maniabilité, c'est à dire la facilité de mise en œuvre.
- la déformation instantanée et différée, le retrait....
- les qualités particulières telles que la masse pour les bétons lourds, béton de protection contre les radiations, la légèreté (bétons légers pour ouvrage d'art ou bâtiment), la faible conductivité thermique.
- l'aspect de surface finie, la couleur (béton blanc, coloré)
- la dimension des granulations : micro-béton poutres de très petits ouvrages (maquettes) ou bétons cyclopéens avec des cailloux de 5 à 20 cm pour les gros ouvrages (barrages).

I.4.1.2) Dosage en ciment :

Le dosage en ciment varie suivants les caractéristiques exigées ; résistance mécaniques, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux séléniteuses) compacité.

Les valeurs usuelles pour des bétons maigres ou non armé varient de 150 à 300 kg de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

Pour le béton armé, ces valeurs sont de 350 à 400 kg/m³ et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500 kg/m³.

La résistance d'un béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment ; différentes formules permettent de la calculer.

I.4.1.3) Dosage en granulations :

Le dosage en granulation est représenté par les dimensions et proportions des différentes catégories de granulation allant du sable au gravier.

I.4.1.4) Mise en œuvre du béton :

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles la résistance mécanique, la compacité ou la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- une bonne vibration.
- une granulométrie continue.
- des adjuvants appelés plastifiants.

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- les faibles températures.
- les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est à dire l'accumulation des granulations lourds au fond du moule et la montée de l'eau et de laitance en partie supérieure, ce qui nuirait à sa compacité et à sa résistance.

I.4.1.5) Résistances caractéristiques du béton

a) Résistances caractéristiques à la compression f_{cj} :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours f_{c28} exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours $28 < j < 60$, la résistance f_{cj} du béton est :

$$\text{-Bétons de résistance courante : } f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.11)}$$

$$\text{-Bétons de haute résistance : } f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.11)}$$

Pour un nombre de jours $j \geq 60$, la résistance f_{cj} du béton est :

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

b) Résistances caractéristiques à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à la traction f_{tj} du béton à j jours est définie par :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad \text{BAEL91 (A.2.1.12)}$$

avec f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

La formule est valable jusqu'à des valeurs de $f_{cj} < 60$ MPa.

Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à 80 MPa. La loi est donnée par :

$$f_{tj} = f_{cj}^{2/3} \text{ serait plus adaptée.}$$

Ces résistances sont tirées à partir de certains nombres d'essai :

b.1) Essais de rupture

– Essai de rupture par compression sous charge «instantanée» :

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindres droits de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est : $B = 200 \text{ cm}^2$

Ainsi si P est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours $f_{cj} = P/B = P/0,02 \text{ (MPa)}$.

– Essais de rupture par traction :

La résistance à la traction est déduite d'essais effectués selon deux modes opératoires :

- ✓ flexion d'éprouvettes prismatiques non armées de côté 7,07 cm et de section 50 cm^2 .
- ✓ fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai dit «brésilien»).

I.4.1.6) Diagramme contrainte - déformations:

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante:

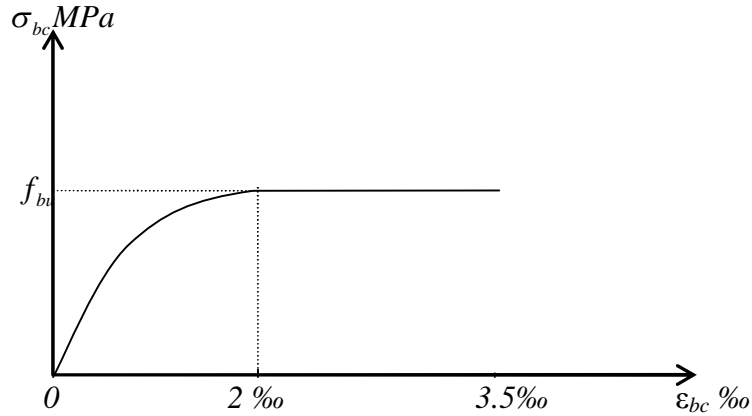


Fig. I.1 : Diagramme contrainte - déformations du béton à l'ELU (BAEL91 A.4.3,41)

$$\begin{cases} 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2 \text{ ‰} & \sigma_{bc} = 0.25 \times f_{bu} \times 10^3 \cdot \varepsilon_{bc} \quad (4 \times 10^3 \varepsilon_{bc}) \\ 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5 \text{ ‰} & \sigma_{bc} = f_{bu} \end{cases}$$

Tel que :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b$$

Avec γ_b est un coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

Le coefficient θ dépend de la durée d'application des charges :

$$\theta = \begin{cases} 1.0 & \text{pour } t > 24h. \\ 0.9 & \text{pour } 1h < t < 24h \\ 0.85 & \text{pour } t < 1h. \end{cases}$$

Le diagramme de (parabole rectangle) si dessus 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 ‰ en compression simple ou en flexion composée
- 3.5 ‰ en flexion simple ou composée

I.4.1.7) 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 :

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

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

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

I.4.1.8) Module de déformation longitudinale :

Module de déformation instantanée : Sous des contraintes d'une durée inférieure à 24h :

$$E_{Ij} = 11000 \left(f_{c28}^{1/3} \right) \quad \text{CBA93 (Art: A.2.1.2.1)}$$

Module de déformation différée (longue durée) :

$$E_{vj} = 1/3 (E_{Ij}) \quad \text{CBA93 (Art: A.2.1.2.2)}$$

I.4.1.9) Module de déformation transversale du béton :

$$G = \frac{E}{2 \times (v + 1)} \quad \begin{cases} E: \text{module de young.} \\ v: \text{coefficient de poisson.} \end{cases}$$

$$v = \frac{\text{dèformation transversale}}{\text{dèformation longitudinale}} \quad \begin{cases} \text{pour le calcul des sillicitations } v = 0 \text{ (à l' E.L. U)} \\ \text{pour le calcul des sillicitations } v = 0 \text{ (à l' E.L. S)} \end{cases}$$

I.4.1.10) 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 :

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

Le coefficient de Poisson ν prend les valeurs suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0.2 & \text{ELS} \\ 0 & \text{ELU} \end{array} \right. \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.3)}$$

I.4.2) Aciers:

Les aciers sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction, pour limiter la fissuration...

I.4.2.1) Description des différents types d'aciers :

Ces aciers généralement utilisés pour le béton armé sont classés en trois catégories :

- Barres rondes lisses.
- Barres à haute adhérence.
- Fils (Fils à Haute adhérence et fils lisses.)
- Treillis soudés.

I.4.2.2) Diagramme contraintes- déformations :

Le diagramme contraintes- déformations à considérer pour les justifications aux états limites ultimes de résistance est conventionnellement défini par :

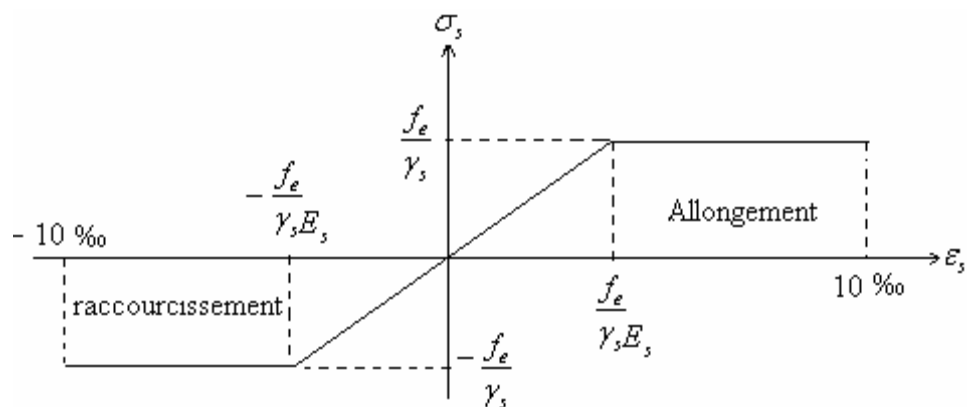


Fig. I.2 : Diagramme contraintes- déformations de l'acier. (BAEL91 A.2.2, 2)

Le diagramme contraintes- déformations se compose : d'une droite de pente $E_s = 200 \text{ GPa}$ (module d'élasticité), indépendante de la nuance de l'acier ; d'un palier horizontal d'ordonnée f_e .

La déformation $\varepsilon_{bc} = 10 \text{ ‰}$ est la déformation retenue comme limite ultime.

γ_s : Coefficient de sécurité ayant pour valeur

$$\gamma_s = \begin{cases} 1 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.1 & \text{Situation durable ou transitoire} \end{cases}$$

I.5) Définition des états limites:

On distingue deux états limite de calcul ;

- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite de service.

I.5.1) à E.L.U:

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de ruptures minorées.

a) Hypothèses de calcul :

- les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions (Navier .B).
- la résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le raccourcissement relatif ε_{bc} du béton est limité à 3,5 % en flexion, 2 % en compression simple.
- L'allongement relatif de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 %

I.5.2) à E.L.S :

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

a) Hypothèses de calcul :

- les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions (Navier.B).
- la résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation :

$$\sigma_b = E_b . \varepsilon_b \text{ et } \sigma_s = E_s . \varepsilon_s .$$

- on définit un coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton par la relation :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 .$$

I.5) Les actions et combinaisons d'actions**I.5.1) Les actions**

On appelle actions, les forces et les couples de forces dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, l'ouvrage est conçu se trouver dans deux situations (durable ou accidentelles), on distingue :

I.5.1.1) Les actions permanentes notées G : dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie dans le même sens en tendant vers une limite, tel que :

- Poids propre de la structure.
- Poussée des terres et liquides.

I.5.1.2) Les actions variables, notées Q_i : dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps tel que :

- Surcharges d'exploitation ;
- Charges climatiques (neige, vent) ;
- Charges dues à l'effet de température ;
- Charges appliquées en cours d'exécution.

I.5.1.3) Les actions accidentelles F_A : provenant de phénomènes rares, tels que séismes, chocs

I.5.1) Combinaisons d'actions :

Les sollicitations à considérer dans les calculs : (Les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux) résultant des combinaisons d'action définis ci après et avec les notations suivantes :

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

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

Q_1 : action variable dite de base.

Q_i ($i > 1$) : action variable dite d'accompagnement

I.5.1.1) Combinaisons à considérer à l'ELU :**✓ Situations durables ou transitoires**

Ne font intervenir que les charges permanentes et les charges variables, la combinaison d'actions est :

$$1.35 \times G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \times Q_1 + \sum 1.3 \times \psi_{0i} \times Q_i \quad \text{BAEL91 (A.3.3.21).}$$

$\gamma_{Q1} = 1.5$ Dans le cas général.

$\gamma_{Q1} = 1.35$ Dans le cas température, charges routières, bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

ψ_{0i} = coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation il est égale à 0.77 pour les bâtiments courants.

✓ Situations accidentelles

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{1i} \times Q_i + \sum \psi_{2i} \times Q_i \quad \text{BAEL91(A.3.3.22).}$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

I.5.1.2) Combinaison d'action à considérer à l'E.L.S :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \times Q_i \quad \text{BAEL91(A.3.3.3)}$$

Généralement pour les structures en béton armé les combinaisons utilisées sont :

$$\text{ELU : } 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

$$G + Q + E$$

RPA99 (V.5.2).

$$0.8 \times G + E$$

$G + Q + 1.2 \times E \rightarrow$ pour les poteaux des structures autostables.

CHAPITRE II

PRÉ DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

II.1) Introduction :

Le pré- dimensionnement des éléments se fait pour avoir les sections minimales pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA99 (version 2003), (BAEL 91) et (CBA 93).

La transmission des charges se fait comme suit :

Charges et surcharges → planchers → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2) Pré dimensionnement des éléments :

II.2. 1) Les planchers :

Les planchers sont des aires, généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols, ils doivent être conçus de façon à :

- Supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation.
- Isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages, cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement de sol particulier.
- Participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- Transmission des charges et surcharges.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.
- Plancher champignons et /ou plancher dalle.

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour un plancher en corps creux car c'est une structure a surcharge modérées tel que $Q \leq \min(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$. Il est utilisé souvent en habitation pour la bonne isolation qu'il possède, aussi parce que il permet d'avoir un plafond uni.

II.2.1.1) plancher à corps creux :

L'épaisseur des plancher à corps creux doit être calculé pour que la flèche développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées a cause des désordres que cela occasionnerai aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui même, on utilisera la formule experique suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad (\text{CBA93 Art. B.6.8.4.2.4})$$

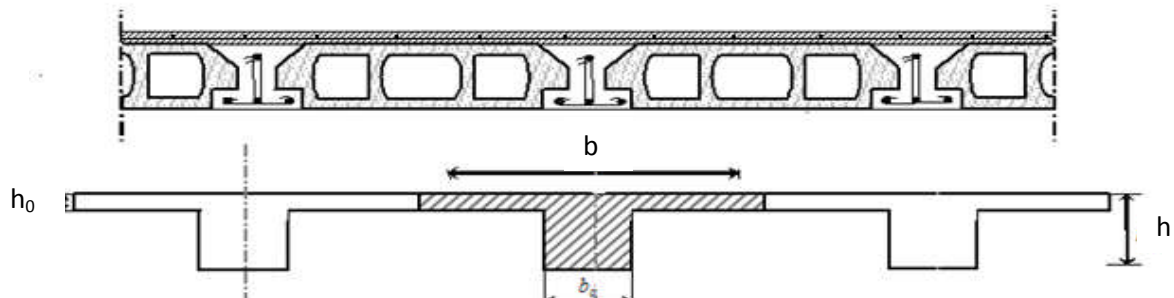


Fig. II.1: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Avec :

- h_t = hauteur totale du plancher (corps creux + dalle de compression)
- L_{\max} = longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$L_{\max} = 3.95 - 0.30 = 3.65 \text{ m.}$$

$$h_t \geq \frac{365}{22.5} = 16.22 \text{ cm}$$

Comme le marché nous impose généralement la hauteur du corps creux $h=16\text{cm}$, donc on opte pour la hauteur du plancher $h_t = 21\text{cm}$ ($16+5$) tel que 5cm est l'épaisseur de la dalle de compression.

II.1.1.2) Etude des poutrelles :

Le choix du sens porteur est dicté par deux critères :

- Le critère de la plus petite portée afin de diminuer le flèche.
- Le critère de la continuité (la où il y a plus d'appuis).

Les poutrelles se calculent comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre de chaque côté est définie par :

Avec :

b_0 : largeur de la nervure maximale.

L_x : distance entre nus de poutrelles.

L_y : distance entre nus des poutres perpendiculaires à l_x .

h_0 : épaisseur de la dalle de compression. ($h_0=4\text{cm}$)

h_t : hauteur totale de la poutrelle. ($h_t=20\text{cm}$)

Tel que :

$$b_0 = (0.4;0.8) \times h = (8;16) \text{ cm}$$

Soit $b_0 = 10 \text{ cm}$

$$b_1 \leq \text{Min} \left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10} \right)$$

avec : $L_x = 55 \text{ cm}$

$$L_y = 1.70 \text{ cm}$$

Soit : $b_1 = 17 \text{ cm}$

$$b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 17 + 10 = 44 \text{ cm}$$

Soit : $b = 44 \text{ cm}$.

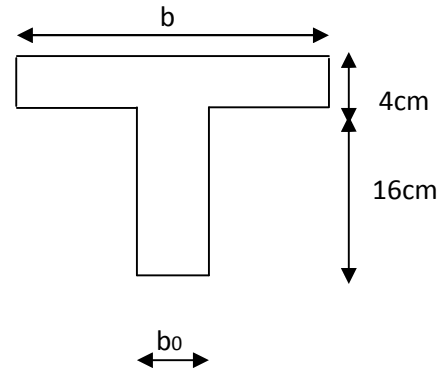


Fig. II. 2: Coupe transversale d'une ..

II.2. 2) Les poutres

a) Poutres principales :

Selon le BAEL91 le prédimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante:

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

Avec :

- h_t : hauteur de la poutre.
- L : distance maximale entre nu d'appuis ($L_{\max} = 5.40 - 0.30 = 5.10 \text{ m}$) d'où :

$$\frac{510}{15} \leq h \leq \frac{510}{10} \Rightarrow 34 \leq h \leq 51$$

Donc : soit : $h_t = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.
 h : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.33 < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Vérfiée}$$

b) Poutres secondaires :

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

Avec : $L_{\max} = 4.45 - 0.30 = 4.15 \text{ m}$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \quad \Rightarrow \quad 27.66 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Soit : $h = 0.35 \text{ m}$.

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.
 h : hauteur de la poutre.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.16 < 4 \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad \text{Vérfiée}$$

c) Poutres de chainages :

Les chainages horizontaux doivent régner sur toute l'épaisseur du mur (épaisseur totale du mur s'il s'agit d'un mur à double paroi)

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

Avec : $L = 4.45 - 0.30 = 4.15 \text{ m}$

$$\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10} \quad \Rightarrow \quad 27.66 \text{ cm} \leq h \leq 41.5 \text{ cm}$$

Soit : $h_t = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

On prend $(30 \times 35) \text{ cm}^2$.

II.2.3) Les dalles pleines

II.2.3.1) Définition :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, dont l'une des directions (l'épaisseur h) est petite par rapport aux deux autres (les portées l_x et l_y).

On désigne par l_x la plus petite des portées. Son prédimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a) Résistance au feu :

- $e \geq 7\text{cm}$ 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.

b) Résistance à la flexion : Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre d'appuis sont les suivantes :

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

Dans notre cas les dalles pleines sont utilisées seulement dans les balcons. Elles doivent satisfaire les critères suivants :

➤ **Dalle sur deux appuis :**

$l_x = 1.50\text{m}$.

$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{150}{30} \quad 4.28 \leq e \leq 5.00\text{cm}$.

Pour deux heures de coupe feu $e \geq 11\text{cm}$.

Donc on prend $e = 12\text{cm}$.

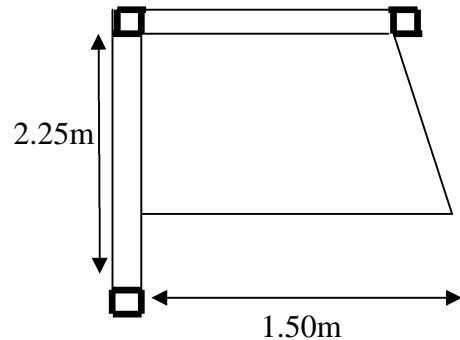


Fig. II. 3 Vue en plan d'une dalle pleine sur 2appuis

➤ **Dalle sur trois appuis :**

$l_x = 1.20\text{m}$.

$\frac{120}{50} \leq e \leq \frac{120}{40} \quad 2.40 \leq e \leq 3\text{cm}$

Pour deux heures de coupe feu $e \geq 11\text{cm}$.

Donc on prend $e=12\text{cm}$.

$$\frac{h_e}{20}, 15\text{cm}$$

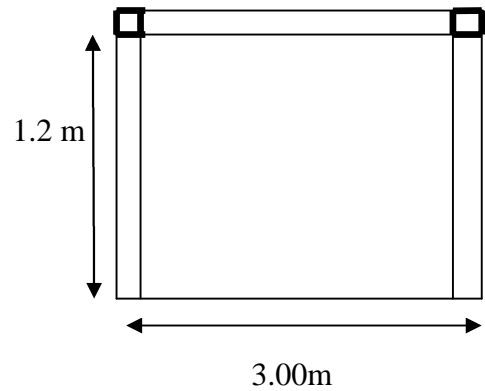


Fig. II. 4 Vue en plan d'une dalle pleine sur 3 appuis

II.2.4) Les voiles

II.2.4.1) Définition :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur.

Elle est donnée par les conditions du RPA 99 version 2003(art 7.7.1)

- $e_v \geq \max \left(\frac{h_e}{20}, 15\text{cm} \right)$

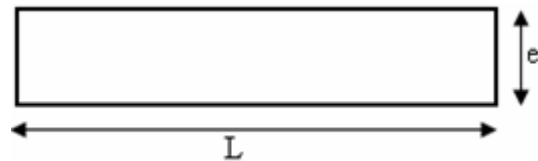


Fig. II. 5. Vue en plan d'un voile

e : épaisseur du voile

L : longueur du voile

h_e : hauteur libre d'étage.

Dans notre cas :

- Les sous-sols et les étages courants..... $h_e=306-21 = 285\text{cm}$.
- RDC..... $h_e=408-21 = 387\text{cm}$.

Donc :

- Au niveau des sous-sols et des étages courants :

$$e_v > 285/20 \Rightarrow e_v \geq \max (14.25, 15\text{cm})$$

- Au niveau du RDC:

$$e_v > 387/20 \Rightarrow e_v \geq \max (19.35, 15\text{cm})$$

On opte:

$e_v = 20\text{cm}$ pour les entre-sol et RDC

$e_v = 15\text{cm}$ pour les étages courants.

II.2.5) Les escaliers

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles sont réalisées en béton armé coulées sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

- (1) : e (Epaisseur 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)

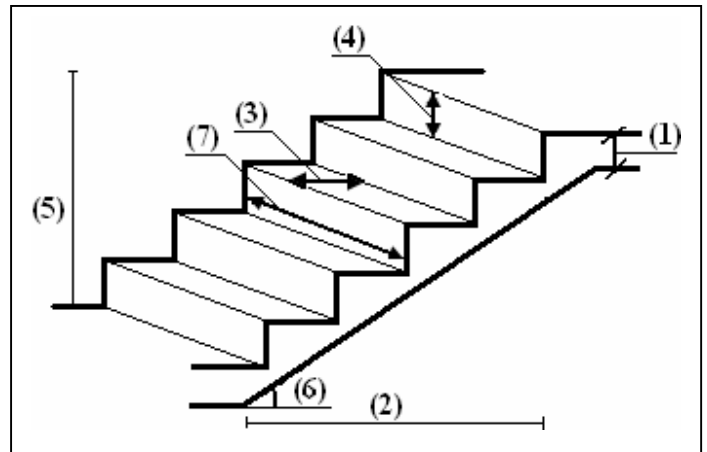


Figure II.6 : Schéma de l'escalier

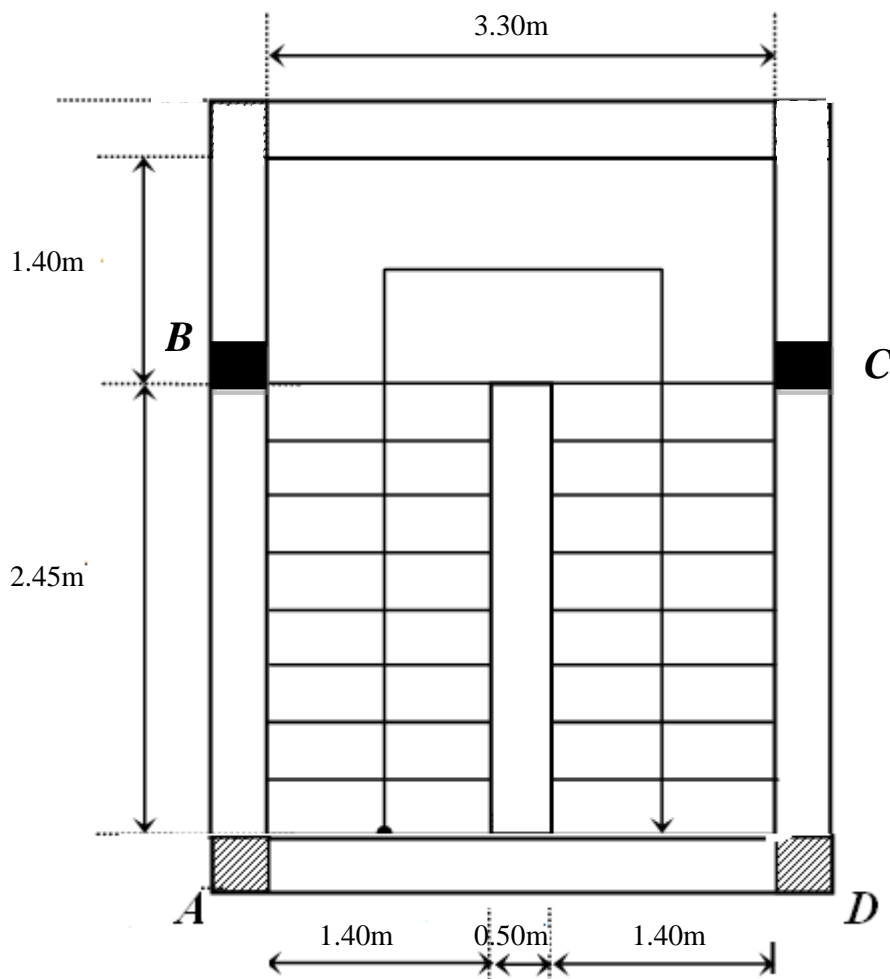


Fig. II. 7: Vue en plan d'un escalier.

On distingue dans notre projet un seul type d'escalier :

Escaliers droits à deux volées, de l'entre-sol jusqu'au dernier étage.

Pour déterminer «g et h» on utilise la relation de Blondel qui est la suivante :

$$2h+g = m \quad \text{avec} \quad 59 \leq m \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(1)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen.

Avec :

n : est le nombre de marches

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L_0}{n-1} \end{cases} \quad h : \text{est la hauteur de la volée}$$

L_0 : est la longueur de la volée

L_p : est la longueur du palier

• A deux volées :

$$H = 1.53\text{m} \quad ; \quad L_0 = 2.40\text{m} \quad ; \quad L_p = 1.70\text{m}$$

D'après l'inégalité (1) on aura l'équation :

On remplace g et h dans la formule de blondel on trouve l'équation suivante :

$$2H(n-1) + L_0 n = 0.66n^2 - 6.12n + 3.06 = 0$$

$$\Rightarrow n \approx 9$$

D'ou:

$$h = \frac{153}{9} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{240}{9-1} = 30.00\text{cm}$$

on adopte :

$$h = 17\text{cm}$$

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

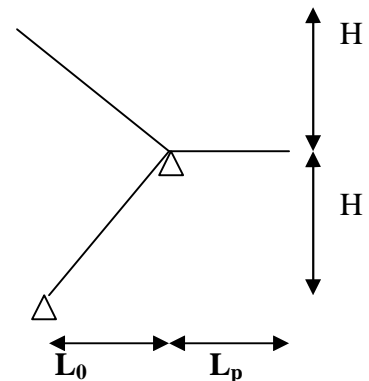


Fig. II.8: coupe d'escalier étage courant

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{1.53}{2.40} \Rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

- **Épaisseur de la paillasse**

Par la condition de la flèche :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{284}{30} \leq e \leq \frac{284}{20} \Rightarrow 9.46 \leq e \leq 14.20$$

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

- **Pour le RDC, la 1ere volée est $H=2.55\text{m}$:**

$$H' = 2.55\text{m} \quad ; \quad L'_0 = 4.20\text{m} \quad ; \quad L_p = 1.70\text{m}$$

D'après l'inégalité (1) on aura l'équation :

On remplace g et h dans la formule de blondel on trouve l'équation suivante :

$$2H(n-1) + L_0 n = 0.66n^2 - 9.96n + 5.1 = 0$$

$$\Rightarrow n \approx 15$$

D'ou:

$$h = \frac{255}{15} = 17\text{cm}$$

$$g = \frac{420}{15-1} = 30.00\text{cm}$$

on adopte :

$$h = 17\text{cm}$$

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

Inclinaison de la paillasse :

$$\text{tg} \alpha = \frac{2.55}{4.20} \Rightarrow \alpha = 31.26^\circ$$

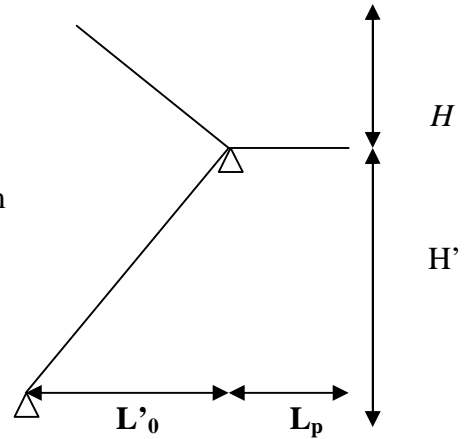


Fig. II.9: coupe d'escalier RDC

- **Épaisseur de la paillasse**

Par la condition de la flèche :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{491}{30} \leq e \leq \frac{491}{20} \Rightarrow 16.36 \leq e \leq 24.55$$

Soit : $e = 17\text{cm}$

II.2.6) Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs en béton armé qui participent à reprendre les efforts verticaux, leur pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2003) (art .7.4.1), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

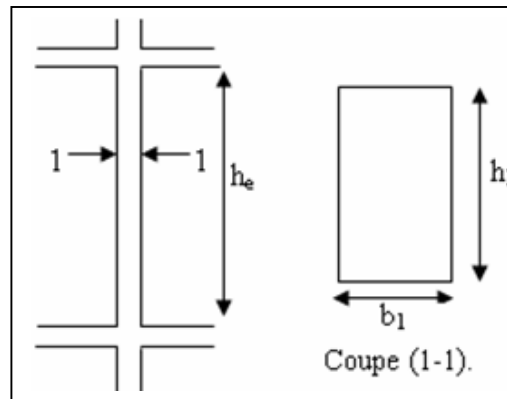


Fig. II.10 : hauteur libre d'étage

II.2.6.1) Evaluation des charges et surcharges :

- Plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II.1. Evaluation des charges et surcharges des planchers terrasse inaccessible

Désignations	épaisseur (cm)	poids (KN/m ²)
Gravillons d'étanchéité	4	0.8
Étanchéité multicouches	2	0.14
Forme de pente 15%		2.2
Isolation thermique	4	0.16
Plancher à corps creux	16+5	2.85
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Charges permanente totale		$\Sigma G_{pt} = 6.30$
Charges d'exploitation		$Q = 1$

- Terrasse accessible

Tableau II.2. Evaluation des charges et surcharges des planchers terrasse accessible

Désignations	épaisseur (cm)	poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	2	0.44
Mortier de pose	2	0.4
Lit de sable	3	0.56
Étanchéité multicouches	2	0.14
Forme de pente 15%		2.2
Isolation thermique	4	0.16
Poids du plancher		2.85
Enduit de plâtres	1.5	0.15
Charges permanents totale		$\Sigma G_{pt} = 6.90$
Charges d'exploitation		$Q = 1.5$

• Etages courant :

Tableau II.3. Evaluation des charges et surcharges des planchers étage courant

Désignations	épaisseur (cm)	poids (KN/m ²)
Plancher à corps creux	16+5	2.85
Sable fin	3	0.56
Mortier de pose	2	0.4
Carrelage	2	0.44
Enduit de plâtres	1.5	0.15
Cloison de répartition	10	1.00
Charges permanents totale		$\Sigma G_{pt} = 5.40$
Charges d'exploitation		$Q = 1.5$

• Plancher RDC à usage commercial :

Tableau II.4 . Evaluation des charges et surcharges du planchers RDC

Désignations	épaisseur (cm)	poids (KN/m ²)
Plancher à corps creux	16+5	2.85
Sable fin	3	0.56
Mortier de pose	2	0.4
Carrelage	2	0.44
Enduit de plâtres	1.5	0.15
Cloison de répartition	10	1.00
Charges permanents totale		$\Sigma G_{pt} = 5.40$
Charges d'exploitation		$Q = 5$

• Dalle pleine :

Tableau II.5. Evaluation des charges et surcharges des dalles pleines

Désignation	épaisseur (cm)	poids (KN/m ²)
Dalle pleine (cm)	12	3
Sable fin (cm)	3	0.54
Carrelage (cm)	2	0.44
Mortier de pose	2	0.4
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Charges permanents totale		$\Sigma G_{pt} = 4.6$
Charges d'exploitation		$Q = 3.5$

- Terrasse avec dalle pleine (inaccessible)

Tableau II.6. Evaluation des charges et surcharges de la terrasse avec dalles pleines

Désignations	épaisseur (cm)	poids (KN/m ²)
Gravillons d'étanchéité	4	0.8
Étanchéité multicouches	2	0.12
Forme de pente 15%		2.2
Isolation thermique	4	0.16
Dalle pleine	12	3
Enduit de plâtre	1.5	0.15
Charges permanente totale		$\Sigma G_{pt} = 6.49$

- Murs extérieurs (Doubles parois en briques creuses)

Tableau II.7. Evaluation des charges et surcharges des murs extérieurs

Désignation	épaisseur (cm)	poids (KN/m ²)
Enduit en ciment	2	0.4
Brique creuses	15	1.3
Brique creuses	10	0.9
Mortier de pose	1.5	0.15
Charges permanents totale		$\Sigma G_d = 2.8$

- Les escaliers :

Tableau II.8 . Evaluation des charges et surcharges de l'escalier

Désignations	Paliers (KN/m ²)	Volées (KN/m ²)
Poids de la dalle	3.5	3.5
Parois des marches	0.00	1.87
Mortier de pose	0.4	0.4
carrelage	Horizontale	0.44
	Verticale	0.00
Garde du corps	0.00	0.60
Enduit de plâtre	0.15	0.15
Charges permanente totale	$\Sigma G_{pt}=4.49$	$\Sigma G_{pt} = 7.21$
Charges d'exploitation		Q= 2.5

II.3) Descente de charge :

II.3.1) Les Poteaux les plus sollicités :

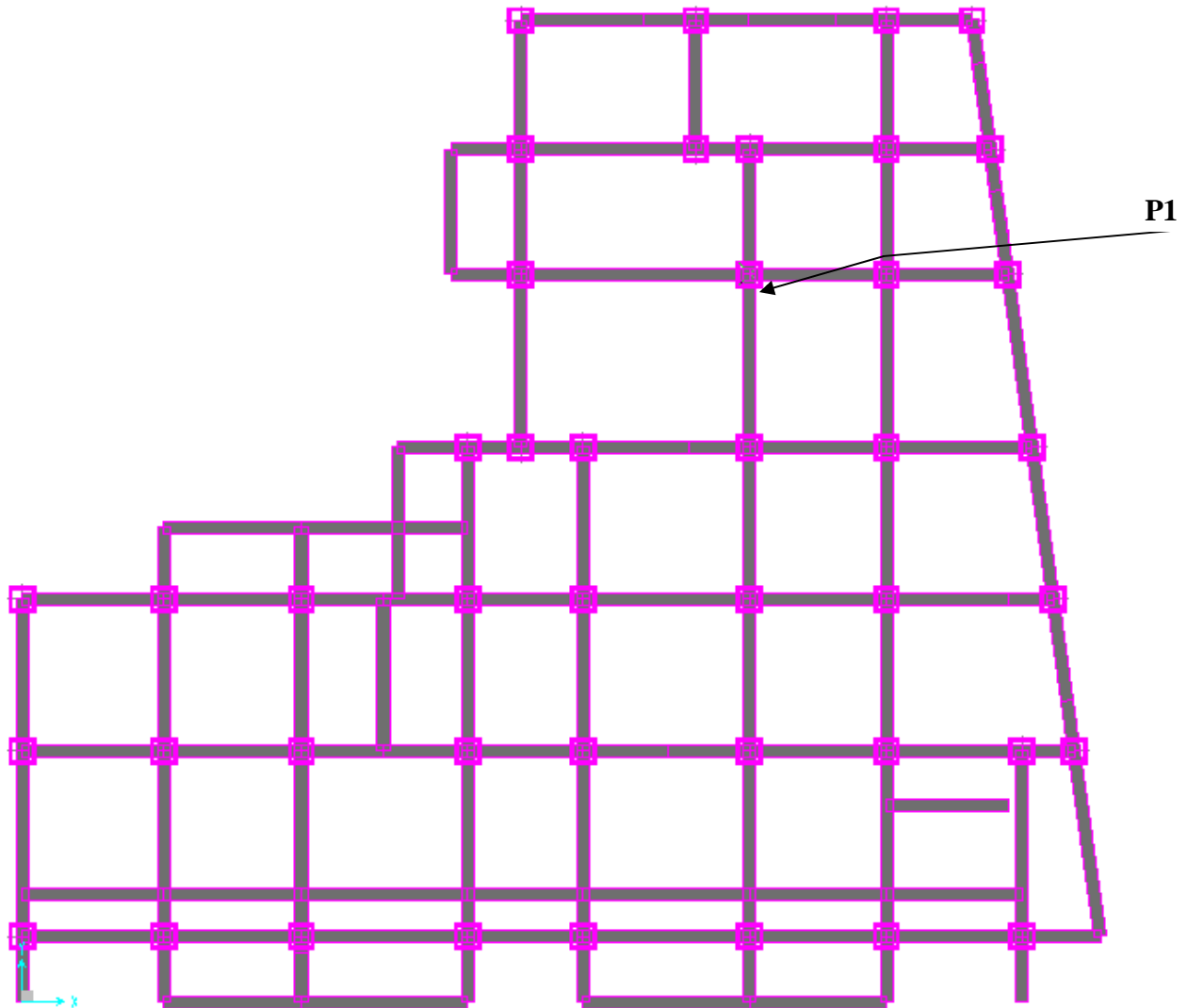


Fig. II.11: Identification des poteaux les plus sollicités au niveau de l'entre-sol.

II.3.2) Poteau P1

a) Surfaces afférentes :

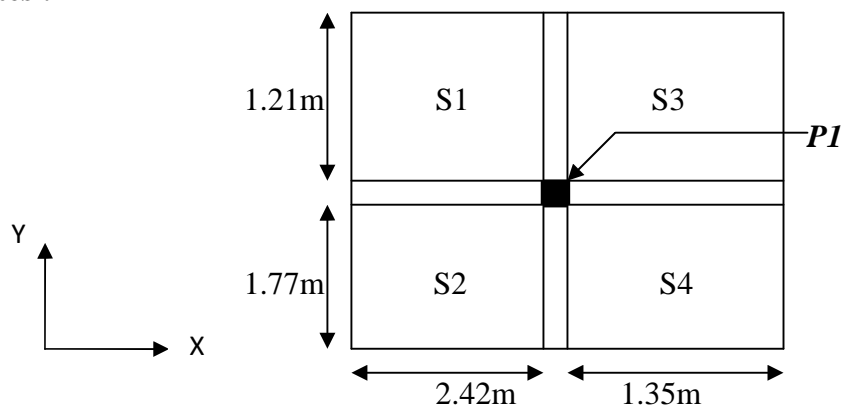


Fig. II.12: surfaces afférente

$$\begin{aligned}
 S1 &= 1.21 \times 2.42 = 2.92 \text{ m}^2 \\
 S2 &= 1.77 \times 2.42 = 4.28 \text{ m}^2 \\
 S3 &= 1.21 \times 1.35 = 1.63 \text{ m}^2 \\
 S4 &= 1.77 \times 1.35 = 2.38 \text{ m}^2
 \end{aligned}
 \Rightarrow \sum S_i = 11.21 \text{ m}^2$$

b) Poids des éléments porteurs

• Sous sol 01 & 02

- On fixe les sections des poteaux à $(0.55 \times 0.55) \text{ m}^2$
 $P_{pot} = 0.55 \times 0.55 \times 3.06 \times 25 = 23.14 \text{ KN}$
- On fixe les sections des poutres à :
 - Poutres principales Y : $(0.30 \times 0.40) \text{ m}^2$
 $P_{ptre} = 0.3 \times 0.40 \times 3.77 \times 25 = 11.31 \text{ KN}$
 - Poutres secondaires X : $(0.30 \times 0.40) \text{ m}^2$
 $P_{ptre} = 0.3 \times 0.40 \times 2.98 \times 25 = 8.94 \text{ KN}$

• Sous sol 03

- On fixe les sections des poteaux à $(0.55 \times 0.50) \text{ m}^2$
 $P_{pot} = 0.55 \times 0.50 \times 3.06 \times 25 = 21.03 \text{ KN}$
- On fixe les sections des poutres à :
 - Poutres principales Y : $(0.30 \times 0.40) \text{ m}^2$
 $P_{ptre} = 0.3 \times 0.40 \times 3.77 \times 25 = 11.31 \text{ KN}$
 - Poutres secondaires X : $(0.30 \times 0.40) \text{ m}^2$
 $P_{ptre} = 0.30 \times 0.40 \times 3.03 \times 25 = 9.09 \text{ KN}$

• RDC

- On fixe les sections des poteaux à $(0.55 \times 0.50) \text{ m}^2$
 $P_{pot} = 0.55 \times 0.50 \times 4.08 \times 25 = 28.05 \text{ KN}$
- On fixe les sections des poutres à :
 - Poutres principales Y : $(0.30 \times 0.40) \text{ m}^2$
 $P_{ptre} = 0.3 \times 0.40 \times 3.77 \times 25 = 11.31 \text{ KN}$
 - Poutres secondaires X : $(0.30 \times 0.40) \text{ m}^2$
 $P_{ptre} = 0.30 \times 0.40 \times 3.03 \times 25 = 9.09 \text{ KN}$

• Niveau 1 et 2

- On fixe les sections des poteaux à : $(0.50 \times 0.50) \text{ m}^2$
 $P_{pot} = 0.50 \times 0.50 \times 3.06 \times 25 = 19.12 \text{ KN}$
- On fixe les sections des poutres à :
 - Poutres principales Y : $(0.30 \times 0.40) \text{ m}^2$
 $P_{ptre} = 0.30 \times 0.40 \times 3.82 \times 25 = 11.46 \text{ KN}$
 - Poutres secondaires X : $(0.30 \times 0.40) \text{ m}^2$
 $P_{ptre} = 0.3 \times 0.40 \times 3.03 \times 25 = 9.09 \text{ KN}$

• Niveau 3 et 4

- On fixe les sections des poteaux à : $(0.50 \times 0.45) \text{ m}^2$
 $P_{pot} = 0.50 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 17.21 \text{ KN}$
- On fixe les sections des poutres à :
 - Poutres principales Y : $(0.30 \times 0.40) \text{ m}^2$
 $P_{ptre} = 0.30 \times 0.4 \times 3.82 \times 25 = 11.46 \text{ KN}$
 - Poutres secondaires X : $(0.30 \times 0.40) \text{ m}^2$
 $P_{ptre} = 0.3 \times 0.40 \times 3.08 \times 25 = 9.24 \text{ KN}$

- **Niveau 5 et 6**

- On fixe les sections des poteaux à : $(0.45 \times 0.45) m^2$
 $P_{pot} = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49 KN$
- On fixe les sections des poutres à :
 - Poutres principales Y: $(0.30 \times 0.40) m^2$
 $P_{ptre} = 0.30 \times 0.4 \times 3.87 \times 25 = 11.61 KN$
 - Poutres secondaires X: $(0.30 \times 0.40) m^2$
 $P_{ptre} = 0.3 \times 0.40 \times 3.08 \times 25 = 9.24 KN$

- **Niveau 7 et 8**

- On fixe les sections des poteaux à : $(0.45 \times 0.40) m^2$
 $P_{pot} = 0.45 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 13.77 KN$
- On fixe des sections des poutres à :
 - Poutres principales Y: $(0.30 \times 0.40) m^2$
 $P_{ptre} = 0.30 \times 0.4 \times 3.87 \times 25 = 11.61 KN$
 - Poutres secondaires X: $(0.30 \times 0.40) m^2$
 $P_{ptre} = 0.3 \times 0.40 \times 3.13 \times 25 = 9.39 KN$

- **Niveau 9 et 10**

- On fixe les sections des poteaux à : $(0.40 \times 0.40) m^2$
 $P_{pot} = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24 KN$
- On fixe les sections des poutres à :
 - Poutres principales Y: $(0.30 \times 0.40) m^2$
 $P_{ptre} = 0.30 \times 0.40 \times 3.92 \times 25 = 11.76 KN$
 - Poutres secondaires X: $(0.30 \times 0.40) m^2$
 $P_{ptre} = 0.3 \times 0.40 \times 3.13 \times 25 = 9.39 KN$

- **Poids du plancher**

$P_L = \text{poids du plancher (KN/m}^2) \times \text{surface afférente}$

- **a-1) Toiture terrasse accessible (corps creux):**

$$P_L = 6.90 \times 11.21 = 77.35 KN$$

- **a-2) étage courant :**

$$P_L = 5.40 \times 11.21 = 60.55 KN$$

- **La loi de dégression :**

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

- **Énoncé de la loi de dégression :**

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{13} = Q$ (Étages à usage d'habitation), et soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Premier étage à partir du sommet $Q_0 + Q_1$

Sous le deuxième étage $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Sous le troisième étage $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Pour n étage ($n \geq 5$) $Q_0 + \frac{3+n}{4.20}(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \dots\dots\dots + Q_n)$

c) Tableau récapitulatif de la descente de charges

TAB. II.9: récapitulatif de la descente de charge.

Niveau	NG (KN)			N_i	NQ (KN)
N1	Pot : 12.24	Ptre : 11.76+9.39	Plancher : 82 .61	116.00	15.10
N2	N1 Pot : 12.24	Ptre : 11.76+9.39	Plancher : 66.14	215.53	37.75
N3	N2 Pot : 13.77	Ptre : 11.61+9.39	Plancher : 66.14	351.21	71.72
N4	N3 Pot : 13.77	Ptre : 11.61+9.39	Plancher : 66.14	452.12	101.93
N5	N4 Pot : 15.49	Ptre : 11.61+9.24	Plancher : 66.14	554.60	128.35
N6	N5 Pot : 15.49	Ptre : 11.61+9.24	Plancher : 66.14	657.08	151.00
N7	N6 Pot :17.21	Ptre : 11.46+9.24	Plancher : 66.14	761.13	169.88
N8	N7 Pot :17.21	Ptre : 11.46+9.24	Plancher : 66.14	865.18	188.75
N9	N8 Pot : 19.12	Ptre :11.46+9.09	Plancher : 66.14	970.99	207.63
N10	N9 Pot : 19.12	Ptre :11.46+9.09	Plancher : 66.14	1076.80	226.50
N11	N10 Pot : 28.05	Ptre :11.31+9.09	Plancher : 66.14	1191.39	245.38
N12	N11 Pot :21.03	Ptre :11.31+9.09	Plancher : 66.14	1298.96	264.25
N13	N12 Pot :23.14	Ptre : 11.31+8.94	Plancher : 66.14	1408.50	283.13
N14	N13 Pot :23.14	Ptre : 11.31+8.94	Plancher : 66.14	1518.02	302.00

L'effort normal ultime revenant au poteau :

$$N_U = 1.35 \times 1518.35 + 1.5 \times 302 = 2502.33 \text{ KN.}$$

$$N_U = 2502.33 \text{ KN}$$

D'où :

D'après le BAEL 91 (Art.8.1, 2) l'effort normal du poteau le plus sollicité doit être majoré de 10%.

$$P = 1.1 \times 2502.33 = 2752.55 \text{ KN.}$$

$$P = 2752.55 \text{ KN.}$$

Il faut vérifier les conditions suivantes :

- Pour $P = 2752.55 \text{ KN.}$

II.4) Vérification des poteaux à la compression simple :

$$\frac{N_u}{B} \leq \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

B : section de poteau tel que :

$$B = (0.55 \times 0.55) \text{ m}^2 \Rightarrow B = 0.3025 \text{ m}^2$$

$$B \geq \frac{N_u \times \theta \times \gamma_b}{0.85 \times f_{c28}} = \frac{2752.55 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.5}{0.85 \times 25} = 0.194 = 0.183 \text{ m}^2$$

$$B = 0.3025 > 0.194 \text{ m}^2 \text{ vérifié}$$

II.5) Vérification des poteaux au flambement :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

$$N_u \leq \alpha \left[B_r \frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \times f_{sc} \right] \quad (\text{BAEL 91 Art.B.8.4, 1}).$$

B_r : Aire de la section réduite du béton en retranchant 1cm sur tout le périmètre.

A_s : Section des armatures

γ_b : Coefficient de sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

Avec :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.0076 \text{ m}^4 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{0.0076}{0.30}} = 0.159 \text{ m.}$$

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 2.66 = 1.862 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1.862}{0.159} = 11.71$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & 0 < \lambda < 50 \\ \alpha = 0.65\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{11.71}{35}\right)^2} = 0.831$$

D'après le BAEL 91 on doit vérifier que :

$$B_{r_{calculé}} \geq \frac{N_u}{\left[\left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b}\right) + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s}\right] \alpha}$$

$$B_{r_{calculé}} \geq \frac{2752.55 \times 10^{-3}}{\left[\left(\frac{25}{0.9 \times 1.5}\right) + \frac{400}{100 \times 1.15}\right] 0.831} = 0.150 m^2$$

$$B_r = (b - 0.02)(h - 0.02) = 0.28 m^2$$

$$B_r = 0.28 > 0.150$$

Pas de risque de flambement.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux

TAB. II.10: vérifications au flambement des poteaux.

niveaux	Nu	section	Condition Br > Br _{calculé}		OBS
			Br	Br _{calculé}	
Entre-sol 01&02	2752.55	55*55	0.28	0.150	vérifiée
Entre-sol03	2364,97	55*50	0,25	0,131	vérifiée
RDC	2364,97	55*50	0,25	0.134	vérifiée
Etage 01&02	1972,77	50*50	0,23	0,089	vérifiée
Etage 03&04	1596,23	50*45	0,20	0,0893	vérifiée
Etage 05&06	1224,91	45*45	0,18	0,068	vérifiée
Etage 07&08	839,58	45*40	0,16	0,047	vérifiée
Etage 09&10	382,35	40*40	0,144	0,021	vérifiée

II.6) Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales : $30 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des entres sol 01 et 02: $55 \times 55 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux de l'entre sol 03 et du RDC: $55 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 01 et 02 : $50 \times 50 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 03 et 04 : $50 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 05 et 06 : $45 \times 45 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 07 et 08 : $45 \times 40 \text{cm}^2$.
- ✓ Poteaux des étages 09,10 et le 11^{eme} niveau: $40 \times 40 \text{cm}^2$

CHAPITRE III

ÉTUDE DES ÉLÉMENTS SECONDAIRES

III.1) Etude des planchers :

III.1.1) Définition :

Le plancher c'est une aire généralement plane qui sépare les différents niveaux d'une construction.

Il doit :

- Supporter son poids propre et les surcharges d'exploitation.
- Transmettre les charges et surcharges.
- Présenter une isolation thermique et phonique.

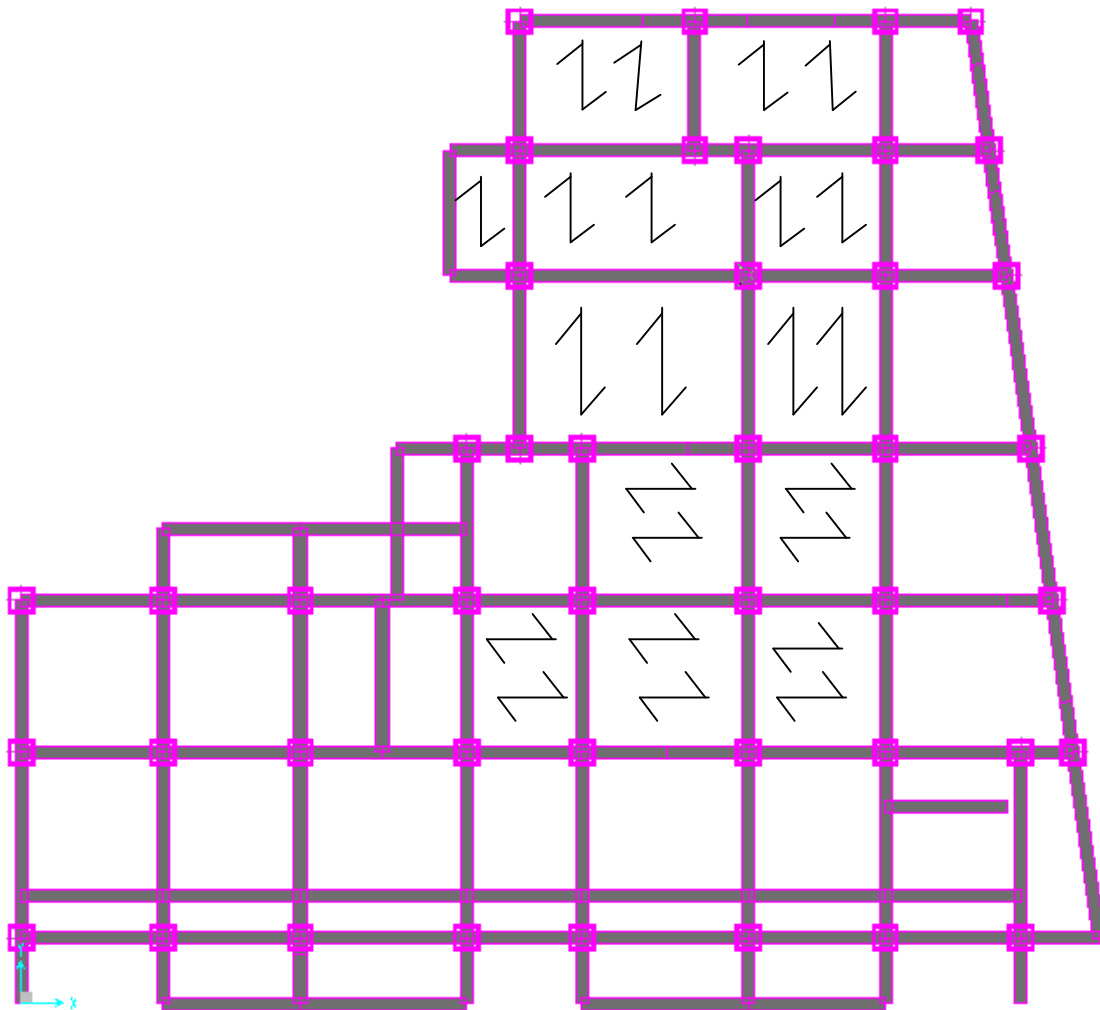
Dans le cas de notre projet le bâtiment est à usage d'habitation et commerciale, et en tenant compte du côté économique ainsi que la condition de BAEL ($Q < \min(2G, 5Kn/m^2)$) on a opté pour un plancher à corps creux.

III.1.2) Etude des poutrelles :

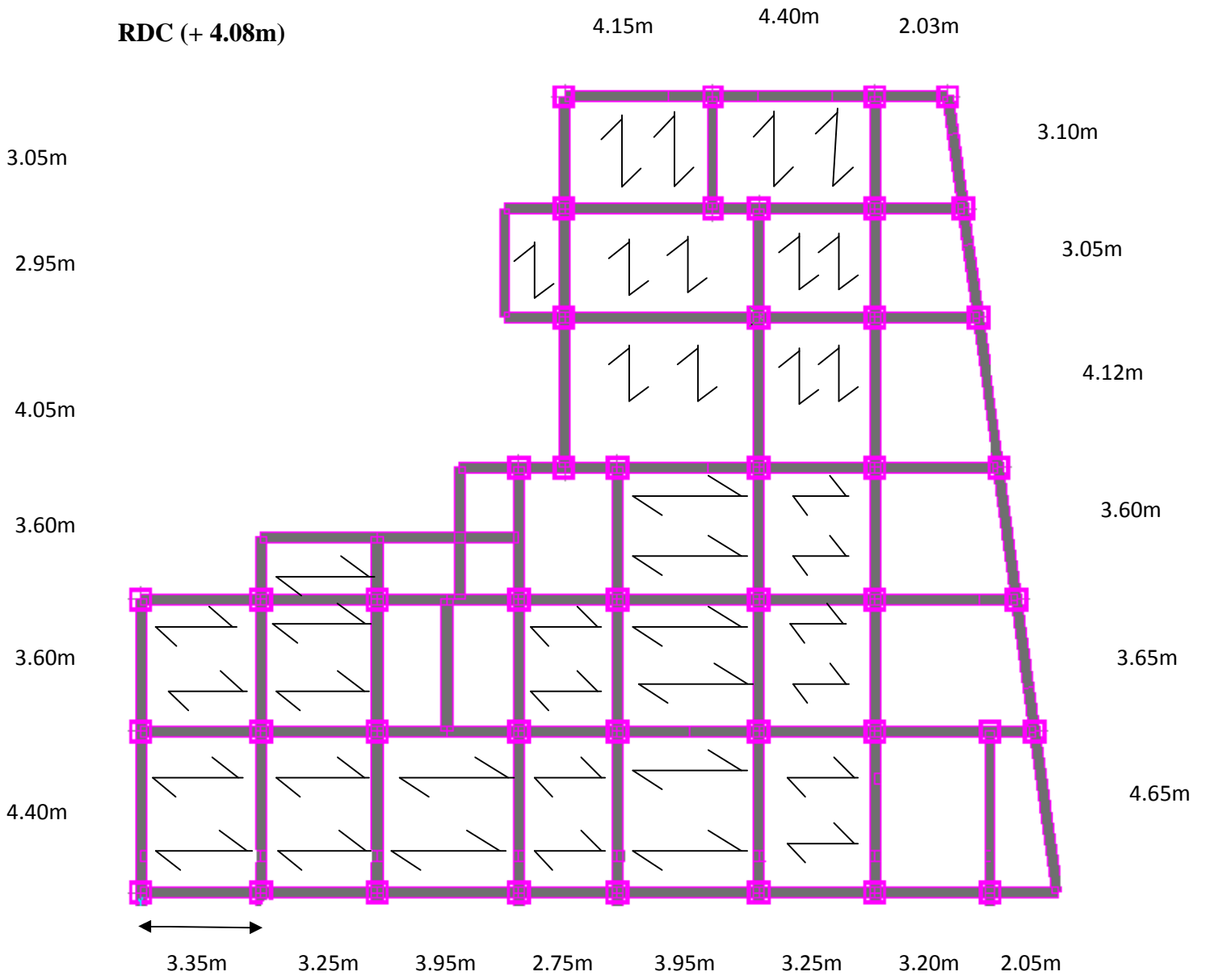
Les poutrelles sont calculées en flexion simple, comme des poutres sur plusieurs appuis.

III.1.2.1) Dispositions de poutrelles

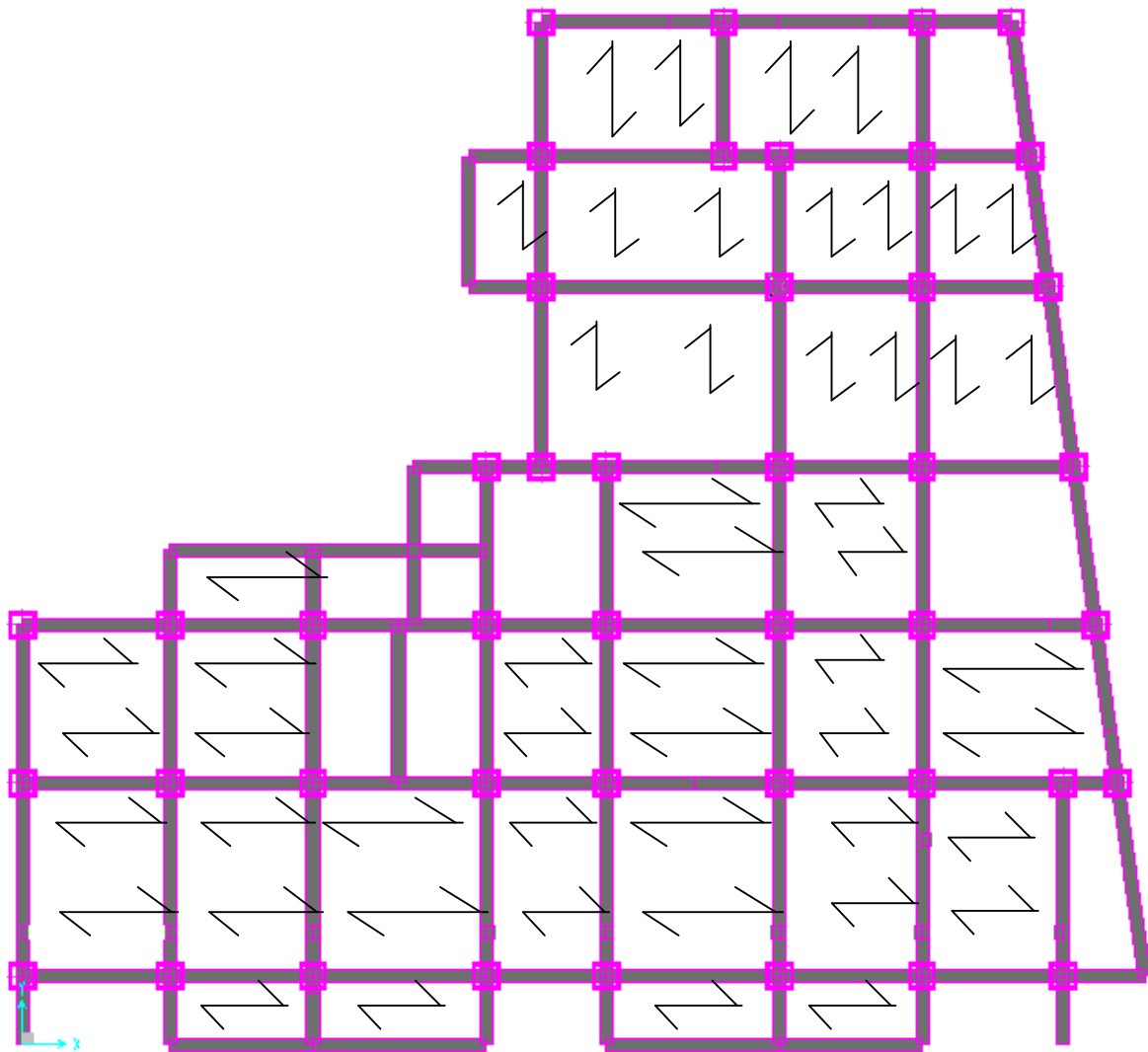
Entres- sol 01,02 et 03



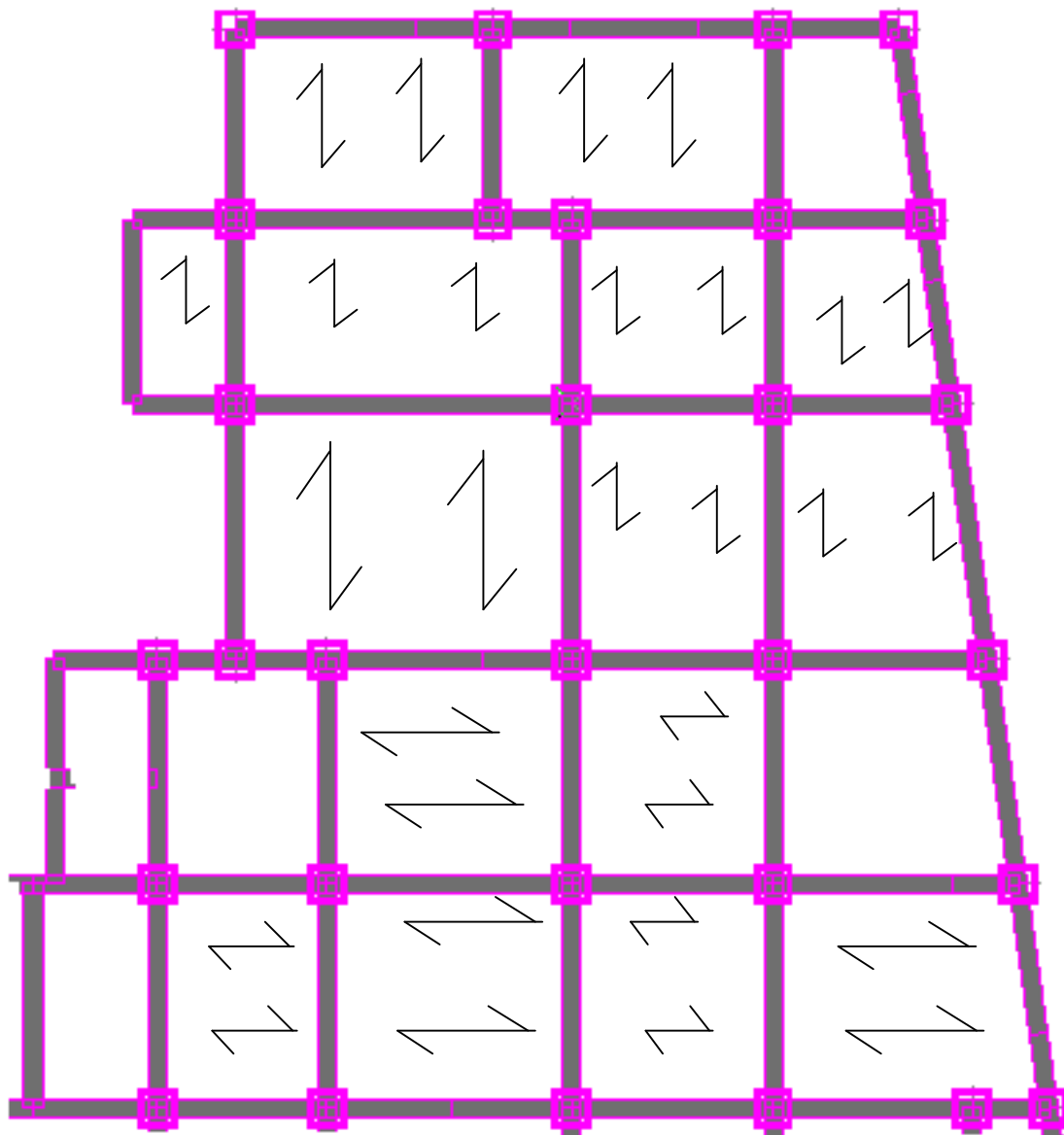
RDC (+ 4.08m)



Etages courant 01 a 08 :

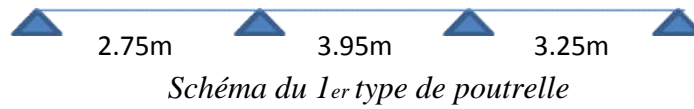


Etage 09 et 10

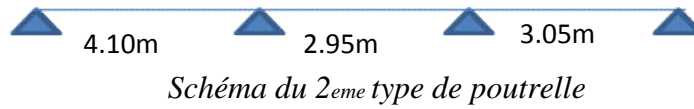


III.1.2.2) Différentes types de poutrelles :

Type 1



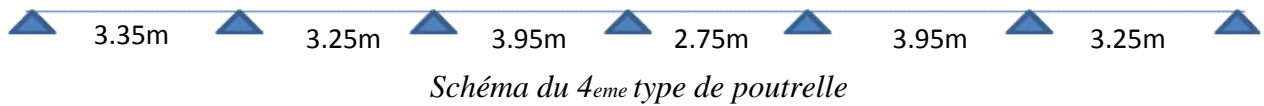
Type 2



Type 4



Type 5



Type 6

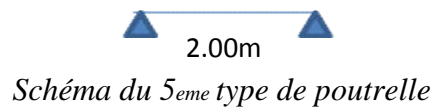


FIG.III.1 Différentes types de poutrelles

III.1.2.3) Méthode de calcul :

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a) Méthode Forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

a.1) Domaine d'application :

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min} (2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

a.2) Exposition de la méthode

- Valeurs des moments :

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

➤ $M_t + \frac{M_d + M_g}{2} \geq \text{Max} (1.05M_0, (1+0.3\alpha) M_0) \dots \dots \dots (1)$

➤ $\begin{cases} M_t \geq (1+0.3) \frac{M_0}{2} & \text{Dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2+0.3) \frac{M_0}{2} & \text{Dans une travée de rive.} \end{cases} \dots \dots \dots (2)$

$M_t = \text{max} [(1) \text{ et } (2)]$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré et α le rapport des charges d'exploitation à la somme des charges non pondérées.

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

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls, seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$ tel que $M_0 = \text{Max} (M_1^0 ; M_0^n ,)$

• Evaluation de l'effort tranchant :

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le

premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

- ✓ 15 % si c'est une poutre à deux travées.
- ✓ 10 % si c'est une poutre à plus de deux travées.

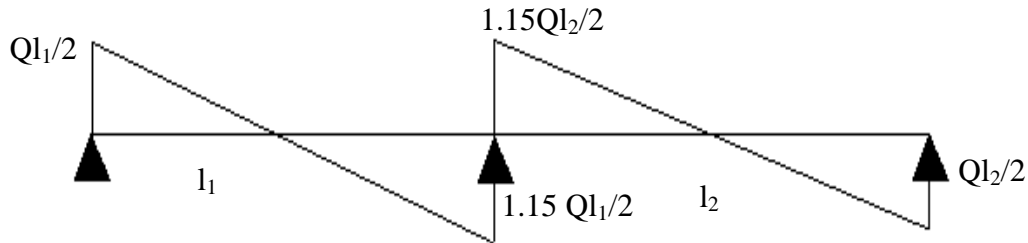


FIG.III.2: Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91) :

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher à surcharge élevée ($Q \geq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/m^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

Soit une poutre continue :

La méthode de Caquot permet de déterminer les moments au niveaux des appuis en ne tenant compte que des charges appliquées sur les deux travées voisines de l'appui considéré .

On remplace les points du moment nul par des appuis simple fictifs avec :

$l' = 0.8 l$Pour une travée intermédiaire.

$l' = l$ Pour une travée de rives.

Tel que $l' = \text{longueur fictive}$.

Le calcul de la poutre se décompose en l'étude de plusieurs poutres élémentaires à deux travées et on applique la méthode des trois moments pour chaque poutre élémentaire.

– Moments en appuis

$$M_i = -\left(\frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}\right)$$

M_i : Moment à l'appui i

l_g' et l_d' : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

P_g et P_d : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement.

– Moments en travées

Les moments en travée sont calculés par la méthode de RDM on isole la travée considéré

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

Tel que :

$$M_0(x) = \frac{Px}{2}(l-x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pl}$$

M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.

• Efforts tranchants

Par la méthode de RDM

$$V_g = \frac{M_g + M_d}{l} + \frac{P \times l}{2}$$

$$V_d = V_g - P \times l$$

III.1.2.4) Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

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

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

Tableau III.1: Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	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	6.30	1.00	10.00	6.50	7.30	4.75
Terrasse accessible	6.90	1.50	11.56	07.51	08.40	5.46
Etages courants Entre- sols	5.40	1.50	9.54	6.20	8.10	5.26

On exposera un exemple de calcul, soit le **type 2** du plancher terrasse accessible par la méthode de Caquot, les autres types seront illustrés dans les tableaux.

III.1.2.5) Calcul des sollicitations :

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont satisfaites pour tous les types de poutrelles, d'où les calculs seront effectués par la méthode de **Caquot**.

a.1) Plancher terrasse accessible (type 2) :

– **Moments sur appuis**

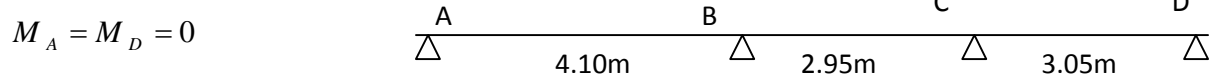


Fig.III.3: poutrelle (type2).

A l'ELU

$$M_B = -\frac{7.51(4.1^3 + 2.36^3)}{8.5(4.1 + 2.36)} = -11.22 \text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{7.51(3.05^3 + 2.36^3)}{8.5(3.05 + 2.36)} = -06.78 \text{KN.m}$$

A l'ELS

$$M_B = -\frac{5.46(4.1^3 + 2.36^3)}{8.5(4.1 + 2.36)} = -08.16 \text{KN.m}$$

$$M_C = -\frac{5.46(3.05^3 + 2.36^3)}{8.5(3.05 + 2.36)} = -04.92 \text{KN.m}$$

– **Moments en travées**

• **Travée A-B**

A l'ELU

$$x_{AB} = \frac{4.10}{2} - \frac{11.22}{7.51 \times 4.1} = 1.68 \text{m}$$

$$M_{AB}(1.68) = \frac{7.51 \times 1.68}{2} (4.10 - 1.68) - 11.22 \left(\frac{1.68}{4.10} \right)$$

$$M_{AB}(1.68) = 10.66 \text{KNm}$$

A l'ELS

$$x = \frac{4.10}{2} - \frac{08.16}{5.46 \times 4.1} = 1.68 \text{m}$$

$$M_{AB}(1.68) = \frac{5.46 \times 1.68}{2} (4.10 - 1.68) - 08.16 \left(\frac{1.68}{4.10} \right)$$

$$M_{AB}(1.68) = 7.75 \text{KNm}$$

• Travée B-C

A L'ELU

$$x_{BC} = \frac{2.95}{2} + \frac{11.22 - 6.78}{7.51 \times 2.95} = 1.67m$$

$$M_{BC}(1.67) = \frac{7.51 \times 1.67}{2} (2.95 - 1.67) - 11.22 \left(1 - \frac{1.67}{2.95}\right) - 6.78 \left(\frac{1.67}{2.95}\right)$$

$$M_{BC}(1.67) = 0.679 \text{KNm}$$

A L'ELS

$$x_{BC} = \frac{2.95}{2} + \frac{8.16 - 4.92}{5.46 \times 2.95} = 1.67m$$

$$M_{BC}(1.67) = \frac{5.46 \times 1.67}{2} (2.95 - 1.67) - 8.16 \left(1 - \frac{1.67}{2.95}\right) - 4.92 \left(\frac{1.67}{2.95}\right)$$

$$M_{BC}(1.67) = 0.49 \text{KNm}$$

• Travée C-D

A L'ELU

$$x_{CD} = 1.82m$$

$$M_{CD}(1.82) = 5.67 \text{KNm}$$

A L'ELS

$$x_{CD} = 1.82m$$

$$M_{CD}(1.82) = 2.82 \text{KNm}$$

- Efforts tranchants

A l'ELU

$$\text{Travée A-B} : \begin{cases} V_g = \frac{M_g + M_d}{L} + \frac{qL}{2} = \frac{0 - 11.22}{4.1} + \frac{7.51 \times 4.1}{2} = 12.65 \text{KN} \\ V_d = V_g + qL = 12.65 - 7.51 \times 4.1 = -18.14 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C} : \begin{cases} V_g = 17.17 \text{KN} \\ V_d = -4.97 \text{KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D} : \begin{cases} V_g = 13.67 \text{KN} \\ V_d = -9.23 \text{KN} \end{cases}$$

A l'ELS

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_g = 13.18KN \\ V_d = -09.20KN \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_g = 12.40KN \\ V_d = -3.70KN \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D : } \begin{cases} V_g = 9.93KN \\ V_d = -6.72KN \end{cases}$$

a) Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour les Planchers Entre- sol ; RDC+les étages courant) à L'E.L.U

Tab III.2 : les sollicitations à l'E.L.U

Niv	Types	Appuis	Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)	Efforts tranchants (KN)	
Tous les niveaux	Type 1	A	0	3.73	13.17	/
		B	-07.82		15.14	-7.50
		C	-9.07	6.20	09.42	-14.51
		D	0	5.90	/	-15.00
		A	0	10.66	12.65	/
	B	-11.22	0.67		17.17	-18.14
	C	-6.78	5.67		13.67	-4.97
	D	0	/		-9.23	

Niveau	Types	Appuis	Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)	Efforts tranchants (KN)	Types
Tous les niveaux	Type 3	A	0		13.17	/
		B	-7.82	3.73	14.75	-7.48
		C	-7.52	6.98	13.96	-14.90
		D	-13.23	-0.25	13.68	-10.44
		E	0	12.56	/	-19.68
		A	0		15.02	/
	Type 4	B	-8.19	6.83	12.00	-10.34
		C	-7.53	2.05	14.68	-12.40
		D	-6.95	7.40	10.32	-14.97
		E	-6.95	0.14	15.37	-10.32
		F	-9.08	6.65	9.40	-14.29
		G	0	5.89	/	-15.00

Niv	Types	Appuis	Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)	Efforts tranchants (KN)	
Tous les niveaux	Type 5	A	-04.76	06.35	-09.76	/
		B	-04.76		/	-09.76

b) Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour les Planchers (entre-sol ; RDC+les étages courant) à L'E.L.S :

Tab III.3: les sollicitations à l'E.L.S

Niv	Types	Appuis	Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)	Efforts tranchants (KN)	
Tous les niveaux	Type 1	A	0	2.70	09.57	/
		B	-05.69		11.02	-5.43
		C	-6.60	4.50	06.84	-10.55
		D	0	4.28	/	-10.90
		A	0	07.75	13.18	/
	B	-08.16	12.40		-09.20	
	C	-4.92	0.49		9.93	-3.70
	D	0	2.82		/	-6.72

Niveau	Types	Appuis	Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)	Efforts tranchants (KN)	Types
Tous les niveaux	Type 3	A	0		09.57	/
		B	-05.69	02.70	10.72	-05.43
		C	-05.46	05.07	10.15	-10.84
		D	-09.62	-0.18	09.98	-07.60
		E	0	09.13	/	-14.31
		A	0		10.92	/
	Type 4	B	-05.95	04.97	08.72	-07.36
		C	-05.47	01.50	10.67	-09.02
		D	-05.05	05.38	07.50	-10.88
		E	-05.05	0.11	11.17	-07.50
		F	-06.60	04.83	06.84	-10.40
		G	0	04.28	/	-10.90

Niv	Types	Appuis	Moments sur appuis (KN/m)	Moments en travées (KN/m)	Efforts tranchants (KN)	
Tous les niveaux	Type 5	A	-2.31	4.62	-07.09	/
		B	-2.31		/	-07.09

III.1.2.6) Ferrailage des poutrelles :

Type 2:

_ En travée

Données		
Géométrie	Largeur de la poutre	b =0.44 m
	Hauteur de la section	h=0.20 m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =0.18 m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =0.02 m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =400$ MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =25$ MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable
Chargement	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =0.01066$ MNm
	Moment réduit limite	$\mu_1 =0.392$

Contraintes de calcul		
Contrainte de compression du béton à l'E.L.U	$(0.85 \times f_{c28}) / 1.5$	$f_{bu} = 14.17$ MPa
Contrainte de traction des aciers	$(f_e / 1.15)$	$f_{su} = 347.83$ MPa
Contrainte de compression du béton à l'E.L.S	$0.6 \times f_{c28}$	$\sigma_{bc} = 15$ MPa
Résistance caractéristique à la traction	$0.6 + (0.06 \times f_{c28})$	$f_{t28} = 2.10$ MPa

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u = 0.052$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armatures retenues : { Pas d'aciers } { comprimés }
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0.067$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.0093$ m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.17$ m

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} = 1.80$ cm ²
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1.95$ cm ²
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 3 HA 10	$A_{st} = 2.36$ cm ²

– Sur appuis

Chargement :	
Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u = 0.01122$ MN.m
Moment réduit limite	$\mu_l = 0.392$

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u = 0.243$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armatures retenues : { Pas d'aciers } { comprimés }

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0.355$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.063 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.15 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} = 2.14 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 0.21 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 2 HA 12	$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$

III.1.2.7) Vérification des contraintes

a) Vérification à l'état limite de service

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400 \text{MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 2.36 \text{cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour $HA > 6 \text{ mm}$ $\eta = 1.3$ pour $HA \leq 6 \text{ mm}$ $\eta = 1$ pour rond lisse	$\eta = 1.6$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 44 \text{cm}$
	Largeur de l'âme	$b_0 = 10 \text{cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 20 \text{cm}$
	Hauteur de la table	$h_0 = 4 \text{cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 18 \text{cm}$

Moment service	M_{ser}	8.16KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	4.63 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	7783.70 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	104.83 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K \cdot y$	4.85 MPa
Vérification contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28}$	4.85 < 15 vérifiée

a.1) Vérification de la flèche

Données	
Hauteur totale de la poutre	$h = 20\text{cm}$
Hauteur utile de la poutre	$d = 18\text{cm}$
Longueur de la poutre	$L = 4.10\text{m}$
Largeur de l'âme	$b_0 = 10\text{cm}$
Section d'acier tendue	$A_s = 2.36\text{cm}^2$
Moment en travée	$M_t = 7.75\text{KN.m}$
Moment isostatique	$M_0 = 15.78\text{KN.m}$
Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400\text{MPa}$

Vérification de la flèche			
$h / L \geq 1 / 16$	0.0487804	0.0625	Non vérifiée
$h / L \geq M_t / 10 M_0$	0.0487804	0.04911	Non vérifiée
$A_s / b_0 d \leq 4.2 / f_e$	0.0131111	0.0105	Non vérifiée

a.2) Calcul de la flèche

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 44 \text{ cm}$
	Largeur de l'âme	$b_0 = 10 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 20 \text{ cm}$
	Hauteur de la table	$h_0 = 4 \text{ cm}$
	Longueur de la poutre	$L = 4.10 \text{ m}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 18 \text{ cm}$
	Position de l'axe neutre	$Y = 4.63 \text{ cm}$

Chargement	Charge permanente	$G = 6.90 \text{ KN/m}^2$
	Surcharge d'exploitation	$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$
	Charge permanente sans revêtement	$j = 2.85 \text{ KN/ml}$
	Charge permanente avec revêtement	$g = 4.05 \text{ KN/ml}$
	Charge totale : $(G + Q) b$	$q = 5.46 \text{ KN/ml}$

Calcul des moments correspondant		
Moment correspondant à j	$0.85 (j \times L^2) / 8$	$M_j = 5.09 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à g	$0.85 (g \times L^2) / 8$	$M_g = 7.23 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q	$0.85 (q \times L^2) / 8$	$M_q = 9.75 \text{ KN.m}$

Calcul du moment d'inertie	
Moment d'inertie	$I = 46587.73 \text{ cm}^4$

Calcul des contraintes correspondant		
Contrainte correspondant à j	$15 M_j (d - y) / I$	$\sigma_j = 21.99 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à g	$15 M_g (d - y) / I$	$\sigma_g = 31.23 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q	$15 M_q (d - y) / I$	$\sigma_q = 42.12 \text{ MPa}$

Calcul des coefficients		
Pourcentage d'armatures	$A_s / (d \times b_0)$	$\rho = 0.01883$
Coefficient correspondant à j	$1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_j + f_{t28})]$	$\mu_j = 0.02164$
Coefficient correspondant à g	$1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_g + f_{t28})]$	$\mu_g = 0.17457$
Coefficient correspondant à q	$1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_q + f_{t28})]$	$\mu_q = 0.30298$

Module de déformation longitudinale du béton		
Module de déformation longitudinale instantané du béton	$11000 (f_{c28})^{1/3}$	$E_i=32164.1951 \text{ MPa}$
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_i / 3$	$E_v=10721.3984 \text{ MPa}$
Coefficient instantané	$0.05 f_{t28} / (2 + 3 b_0 / b) \rho$	$\lambda_i=1.520784$
Coefficient différé	$0.4 \lambda_i$	$\lambda_v=0.608313$

Calcul du moment d'inertie		
Moment d'inertie correspondant à j	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_j)$	$I_{ji} = 49613.72 \text{ cm}^4$
Moment d'inertie correspondant à g	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_g)$	$I_{gi} = 40495.60 \text{ cm}^4$
Moment d'inertie correspondant à q	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_q)$	$I_{qi} = 35081.91 \text{ cm}^4$
Moment d'inertie correspondant à v	$1.1 \times I / (1 + \lambda_v \mu_g)$	$I_{gv} = 46326.90 \text{ cm}^4$

Calcul de la flèche		
la flèche correspondant à j	$M_j L^2 / 10 E_i I_{ji}$	$f_{ji} = 0.05361 \text{ cm}$
la flèche correspondant à g	$M_g L^2 / 10 E_i I_{gi}$	$f_{gi} = 0.09330 \text{ cm}$
la flèche correspondant à q	$M_q L^2 / 10 E_i I_{qi}$	$f_{qi} = 0.14525 \text{ cm}$
la flèche correspondant à v	$M_g L^2 / 10 E_v I_{gv}$	$f_{gv} = 0.24469 \text{ cm}$
la flèche totale	$f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi}$	$\Delta f_t = 0.24303 \text{ cm}$
la flèche admissible	Si $L \leq 500$ $L/500$ Si $L > 500$ $0.5 + L/1000$	$\Delta f_{t \text{ adm}} = 0.82 \text{ cm}$
$\Delta f_t < \Delta f_{t \text{ adm}}$		Vérifiée

b) Vérification à l'état limite ultime

b.1) Vérification de l'effort tranchant

Données		
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte $\min(f_{t28} ; 3.3 \text{ MPa})$	$f_{t28}^* = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_c = 400 \text{ MPa}$
	Section des armatures longitudinales	$A_l = 2.36 \text{ cm}^2$
	Diamètre des armatures longitudinales	$\phi_l = 10 \text{ mm}$
	Coefficient de sécurité	$\gamma_b = 1.5$
	Coefficient de sécurité	$\gamma_s = 1.15$
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b = 44 \text{ cm}$
	Largeur de l'âme	$b_0 = 10 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 20 \text{ cm}$
	Hauteur de la table	$h_0 = 4 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 18 \text{ cm}$
	Largeur de l'appui	$b' = 30 \text{ cm}$
Chargement :	L'effort tranchant	$T = 18.14 \text{ KN}$

Vérification de la contrainte de cisaillement		
Contrainte tangente	$\frac{T}{b_0 \cdot d}$	$\tau_u = 1.00 \text{ MPa}$
Contrainte tangente limite	$\min(0.2 f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa})$	$\bar{\tau}_u = \min(3.33, 5) \text{ MPa}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$1.00 < 3.33$ vérifiée

Armatures transversales		
Diamètre des armatures transversales	$\min(h/35 ; b_0/10 ; \phi_l)$	$\phi_t = 8\text{mm}$
Section des armatures transversales	$2 \phi 8$	$A_t = 1.00\text{cm}^2$
L'espacement $S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3})$	$S_{t1} \leq (0.9d ; 40\text{ cm})$	$S_t = 15\text{cm}$
	$S_{t2} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})}$	
	$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$	
Vérifications :	$A_t f_e / b_0 S_t \geq \max(\tau_u / 2 ; 0.4\text{ MPa})$	$2.00 > 0.54$ vérifiée
	$0.9 A_t f_e / b_0 S_t \geq (\tau_u - 0.3 f_{t28}^*)$	$1.80 > 0.46$ vérifiée

Compression de la bielle d'about		
Profondeur d'appuis	$b' - 4\text{ cm}$	$a' = 26\text{ cm}$
Profondeur utile d'appuis	$\min(a' ; 0.9 d)$	$a = 16.2\text{ cm}$
Vérification :	$T_u \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} b_0 . a$	$18.14 < 108$ vérifiée

Vérification de la condition d'adhérence		
La somme de des périmètres des barres tendues	$\sum_{i=1}^{i=n} u_i$	$\sum u = 11.304\text{ cm}$
Coefficient de scellement	$\psi_s = 1$: ronds lisses $\psi_s = 1.5$: haute adhérence	$\psi_s = 1.5$
Contrainte d'adhérence limite ultime	$T_u / 0.9 d \sum u$	$\tau_{se} = 0.99\text{ MPa}$
Contrainte admissible d'adhérence	$\psi_s \cdot f_{t28}$	$\bar{\tau}_{se} = 3.15\text{ MPa}$
Vérifications :	$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$	$0.99 < 3.15$ vérifiée

Ancrages des armatures		
Contrainte admissible d'adhérence	$0.6 \psi_s^2 \cdot f_{t28}$	$\bar{\tau}_{se} = 2.835\text{ MPa}$
Longueur de scellement droite	$\phi_l f_e / 4 \bar{\tau}_{se}$	$l_s = 42.32\text{ cm}$
Vérifications :	$l_s \geq 40 \phi_l$	$42.32 < 48$ non vérifiée
	Si : $l_s \geq b'$ on doit courber les armatures	$42.32 > 30$ vérifiée
Le rayon de courbure	$5.5 \phi_l$	$r = 66\text{ mm}$

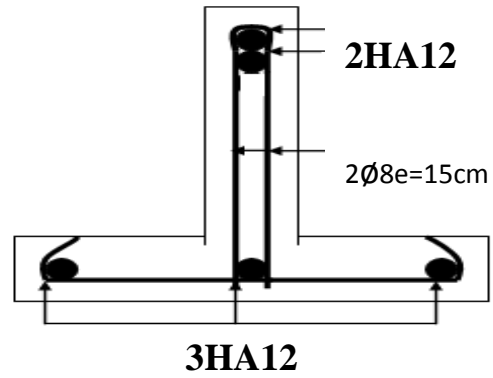
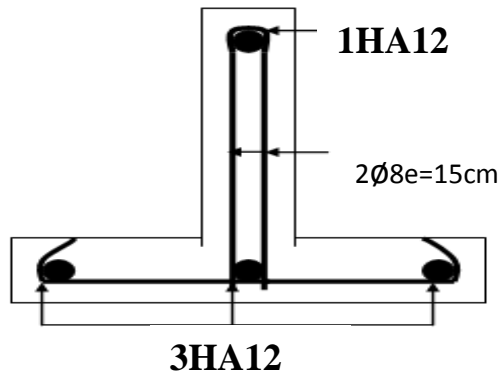


Fig. III.4.1: Schéma de ferrailage en travée.

Fig. III.4.2: Schéma de ferrailage en appui.

III.1.2.8) Récapitulation de ferrailage des poutrelles des différents niveaux :

Tableau III.4: Ferrailage des poutrelles

Type	Localisation Sens Longitudinale			Sens Transversale	
	Localisation	$A_c (cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adoptée} (cm^2)$	$A_t (cm^2)$
Type 1	Appuis	1.37	0,21	2T12=2.26	2ø8e=15cm
	Travées	0.15	1.41	3T12 = 3.39	2ø8e=15cm
Type 2	Appuis	2.26	0,21	2T12 = 2.26	2ø8e=15cm
	Travées	1.80	1.41	3T12 = 3.39	2ø8e=15cm
Type 3	Appuis	2.56	0,21	3T12 = 3.39	2ø8e=15cm
	Travées	2.05	1.41	3T12 = 3.39	2ø8e=15cm
Type 4	Appuis	1.63	0,21	2T12=2.26	2ø8e=15cm
	Travées	1.20	1.41	3T12 = 3.39	2ø8e=15cm
Type5	Appuis	0.80	0,21	2T12=2.26	2ø8e=15cm
	Travées	1.02	1.41	3T12 = 3.39	2ø8e=15cm

III.1.3) Ferrailage de la dalle de compression

a) Armatures perpendiculaires aux nervures

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm (3 p.m) pour les armatures parallèle aux nervures.

Les sections doivent être :

$$\text{➤ Si } l \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} (\text{cm}^2) \quad (f_e \text{ en MPa})$$

$$\text{➤ Si } 50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_s \geq \frac{4l}{f_e}$$

l : Longueur de l'entre l'axe des nervure (cm).

Dans notre cas : $f_e = 235 \text{ MPa}$; $l = 44 \text{ cm}$

$$50 < l \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e} = \frac{4 \times 44}{235} = 0.74 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\perp} = 5\emptyset 6 / \text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Avec un espacement de : 20 cm}$$

b) Armatures parallèles aux nervures

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.74}{2} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte } A_{//} = 3\emptyset 6 / \text{ml} = 0.85 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{Avec un espacement de : 20 cm}$$

D'après le même article cité ci-dessus les espacements ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures,
- 30 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

D'où on opte : un treillis soudé TS f5 150×150.

❖ Schéma de ferrailage de la dalle de compression :

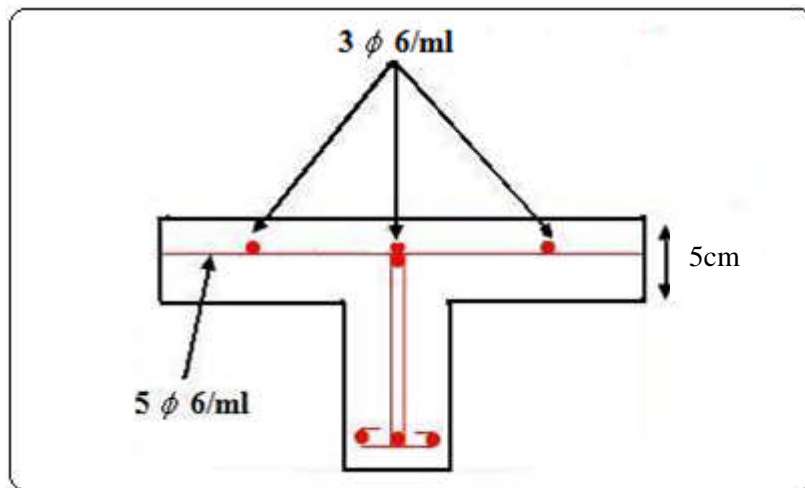


Fig. III.5 Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2) Etude des dalles pleines :

III.2.1) les Balcons :

III.2.1.1) Les charges sur le balcon

Tab.III.5: Les charges sur le balcon

Type de charges	Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	Charge (KN)
Charge répartie	Dalle pleine ($e = 12\text{cm}$)	25	0.12×1	3.00
	Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)	20	0.02×1	0.4
	Carrelage ($e = 2\text{ cm}$)	22	0.02×1	0.44
	Lit de sable ($e = 2\text{ cm}$)	17	0.02×1	0.34
Charge concentrée	Cloison en brique ($e = 10\text{ cm}$)	9	0.1×1.20	1.00
	Enduit en plâtre ($e = 2\text{ cm}$)	10	0.02×1.20	0.24
	Enduit en ciment ($e = 2\text{ cm}$)	20	0.02×1.20	0.48

• **Calcul de la dalle D1 :**

Elle est de type dalle pleine appuyée sur deux appuis donc pour le calcul, on procède par la méthode des lignes de rupture (BAEL91)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{1.50}{2.25} = 0.66 > 0.4 \Rightarrow$$

La dalle travaille dans les deux sens.

a) Les sollicitations

✓ charges permanentes : $G = 5.9 \text{ KN/m}^2$

✓ Charge d'exploitation : $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

D'où : $q_u = 1.35G + 1.5 Q = 13.21 \text{ KN/m}$ (ELU)

$q_s = G + Q = 9.4 \text{ KN/m}$ (ELS)

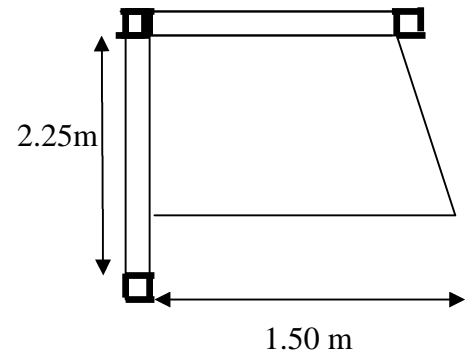


Fig. III.6: dimension de la dalle D1.

b) Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

A l'ELU ($v = 0$)

$$\rho = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0737 \\ \mu_y = 0.3753 \end{cases} \quad \text{Annexe 1}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0737 \times 13.21 \times 1.5^2 = 2.19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.3753 \times 2.19 = 0.82 \text{ KN.m}$$

Moments en travées

$$M_t^x = 0.75 M_x = 0.75 \times 2.19 = 1.64 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 0.75 \times 0.82 = 0.61 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis

$$M_a^x = -0.5 M_x = -0.5 \times 2.19 = -1.09 \text{ KN.m}$$

• **En travée**

- Sens xx

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.011$$

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.014$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{1.64 \times 10^{-3}}{348 \times 0.10} = 0.47cm^2$$

- Sens yy

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad \Rightarrow \quad \mu_{bu} = \frac{0.61 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.0042$$

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

$$\alpha = 0.0053 \quad ; \quad Z = 0.1m$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{0.61 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1} = 0.17cm^2$$

• En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.0076$$

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

$$\alpha = 0.0096$$

$$z = 0.1m$$

$$A = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{1.09 \times 10^{-3}}{348 \times 0.1} = 0.31cm^2$$

c) Vérification de la condition de non fragilité

Pour $e > 12cm$ et $\rho \geq 0.4$

• En travée

- Sens xx :

$$\begin{aligned} A_x &= \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \\ &= 0.0008 \left(\frac{3 - 0.66}{2} \right) \times 100 \times 12 = 1.12cm^2 \end{aligned}$$

- Sens yy :

$$\begin{aligned} A_y &= \rho_0 b e \\ A_y &= 0.0008 \times 100 \times 12 = 0.96cm^2 \end{aligned}$$

• **En appui**

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

$$A_x = 1.12 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. III.6: Le ferrailage adopté pour la dalle D1

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _a ^{cal} (cm ²)	A _t ^{min} (cm ²)	A _a ^{min} (cm ²)	A _t ^{adop} (cm ²)	A _a ^{adop} (cm ²)
Sens xx	1.64	1.09	0.47	0.31	1.12	1.12	3T8	3T8
Sens yy	0.61	1.09	0.17	0.31	0.96	1.12	3 T8	3 T8

Espacement des armatures

- **Armatures // L_x**: S_t ≤ min (3e, 33cm) = 33cm

- **Armatures // L_y**: S_t ≤ min (4e, 45cm) = 45cm

On adopte: S_t=33cm pour les deux sens.

d) Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 10.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.65 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.106 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

A l'ELS

e) État limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\nu = 0.2$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0792 \times 9.4 \times 1.50^2 = 1.67 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.5351 \times 1.15 = 0.89 \text{ KN.m}$$

$$\rho = 0.66 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0792 \\ \mu_y = 0.5351 \end{cases} \quad \text{Annexe 1}$$

Moments en travées

$$M_t^x = 0.75 M_x = 0.75 \times 1.67 = 1.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 M_y = 0.75 \times 0.89 = 0.66 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis

$$M_a^x = -0.5 M_x = -0.5 \times 1.67 = -0.83 \text{ KN.m}$$

f) Calcul des contraintes

- 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 : $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

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

Tableau. III.7: Vérification des contraintes.

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (cm ⁴)	σ (MPa)	σ _{admissible}	Obs
Travée	Xx	1.25	1.51	0.0236	1760.21	1.675	15	vérifié
	Yy	0.66	1.51	0.0236	1760.21	0.884	15	vérifié
Appui	/	0.83	1.51	0.0236	1760.21	1.112	15	vérifié

État limite de déformation

✚ Vérification de la flèche

- Sens xx

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

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

$$(1) \Leftrightarrow \frac{h}{L} = \frac{12}{150} = 0.08 < \frac{1}{16} (= 0.0625)$$

$$(2) \frac{h}{L} \geq \frac{1.25}{10 \times 2.64} \Rightarrow 0.08 \geq 0.047$$

$$(3) \frac{A}{b \times d} = \frac{1.51}{100 \times 10} = 0.00151 \Rightarrow \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Les conditions sont vérifiées, alors la flèche est vérifiée.

III.2.1.2) Ferrailage :

Données				
Géométrie :	Largeur de la section	b =	1.00	m
	Hauteur de la section	h =	0.12	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.10	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.02	m
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	f _e =	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	f _{c28} =	25	MPa
	Conditions de fissuration	préjudiciable		
Chargement :	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	M _u =	0.0164	MN.m
	Moment réduit ultime	μ _l =	0.392	

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	M _u / (b × d ² × f _{bu})	μ _u = 0.011
Etat limite de compression du béton	Si : μ _u < μ _l alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : μ _u > μ _l alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armature retenue : { Pas d'aciers } { comprimés }

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0.014$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.0014 \text{ M}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.10 \text{ M}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} = 0.47 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23 f_{t28} b.d / f_e$	$A_{min} = 1.20 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des aciers tendus		
Choix :	6 HA 10	$A_{st} = 4.71 \text{ cm}^2$

III.2.1.3) Vérification à l'état limite de service

a) Vérification des contraintes

Données		
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 4.71 \text{ cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour HA > 6 mm	$\eta = 1.6$
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b = 100 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 12 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 10 \text{ cm}$

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	1.25 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(d - y) = 0$	3.03 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	4359.51 cm ⁴
Coefficient	$K = \frac{M_{ser}}{I}$	28.67 MN/m ³
Vérification des contraintes		
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	0.86 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	29.97 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	0.86 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$	29.97 < 202 vérifiée

b) Ferrailage à l'état limite de service

Moment de service réduit	$\mu = 30M_{ser} / b.d^2 \bar{\sigma}_s$	0.018
Coefficient	$\lambda = 1 + \mu$	1.018
Coefficient	$\varphi = \arccos \lambda^{-3/2}$	13.39
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \varphi/3)$	0.130
Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \leq 0.6 f_{c28}$	1.550 MPa
Section d'armature	$A_s = \frac{\alpha.b.d.\sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} b.d$	3.36cm ²
Choix des sections commerciales des armatures		
Un lit	Choix : 8 HA 10	$A_{st} =$ 6.28cm ²

III.2.1.4) Vérification à l'état limite ultime :

- Vérification de l'effort tranchant

Données				
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_l =$	4.71	cm ²
	Coefficient de sécurité du béton	$\gamma_b =$	1.5	
	Coefficient de sécurité de l'acier	$\gamma_s =$	1.15	
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	100	Cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	12	Cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	10	Cm
sollicitation	L'effort tranchant	$T =$	9.90	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{T}{b.d}$	$\tau_u =$	0.1	MPa
Contrainte tangente limite	$\min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right)$	$\bar{\tau}_u =$	$\min(2.5, 4)$	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	0.10 < 2.5 vérifiée		

Armatures de répartition				
Section des armatures de répartition	$\frac{A_L}{4}$	$A_t =$	1.17	cm ²
Choix des armatures	3 HA 8	$A_t =$	1.51	cm ²

Schéma de ferrailage :

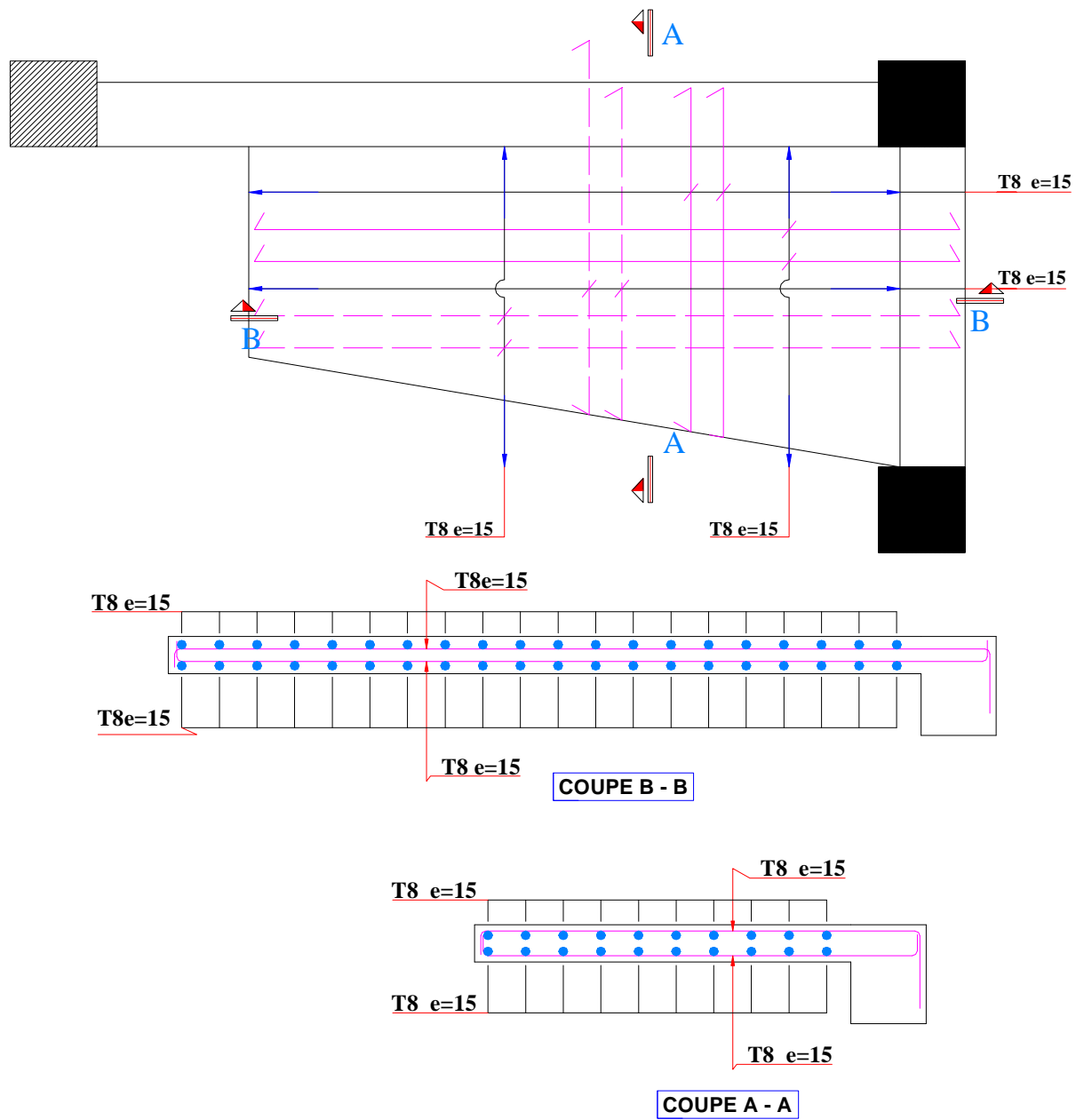


Fig. III.7: schéma de ferrailage de la dalle D1.

Calcul de la dalle D2 :

Elle est de type dalle pleine appuyée sur trois appuis donc pour le calcul, on procède par la méthode des lignes de rupture (BAEL91)

a) Calcul des sollicitations

On a : $L_x = 1.20 \text{ m}$; $L_y = 3.00 \text{ m}$

$$\rho = \frac{1.20}{3.00} = 0,4 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\frac{L_y}{2} = \frac{3.00}{2} = 1.50 \Rightarrow L_x < \frac{L_y}{2} \Rightarrow M_0^x = \frac{qL_x^3}{6}$$

$$\Rightarrow M_0^y = \frac{qL_x^2 L_y}{8} - \frac{2qL_x^3}{3}$$

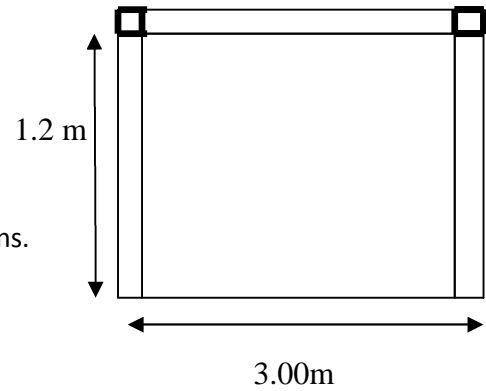


Fig. III.8: dimension de la dalle D2.

On a : $G = 4.6 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$P_u = 1.35G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.6 + 1.5 \times 3.5 = 11.46 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q = 4.6 + 3.5 = 8.1 \text{ KN/m}^2$$

A L'ÉLU

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{11.46 \times 1.5^3}{6} = 6.44 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{11.46 \times 1.5^2 \times 3}{8} - \frac{11.46 \times 1.5^3}{3} = 1.07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon le BAEL91, on ferraille la dalle D2 avec les moments suivants:

- **En travée**

$$M_{tx} = 0.85M_{0x} = 5.47 \text{ KN.m} ; \quad M_{ty} = 0.85M_{0y} = 0.91 \text{ KN.m}$$

- **En appuis**

$$M_{ax} = -0.3M_{0x} = -1.93 \text{ KN.m} ; \quad M_{ay} = -0.3M_{0y} = -0.32 \text{ KN.m}$$

b) **Calcul des armatures** : Le calcul se fait à la flexion simple.

Tableau. III.8: Le ferrailage adopté pour la dalle D2

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
En Travée	Selon y	0.91	0.0064	0.0080	0.1	0.26	1.20	4T10=3.14
	Selon x	5.47	0.038	0.049	0.098	1.60	1.20	4T10=3.14
En appui	Selon y	0.32	0.0022	0.0028	0.1	0.091	1.20	4T10=3.14
	Selon x	1.93	0.013	0.017	0.1	0.55	1.20	4T10=3.14

Schéma de ferrailage :

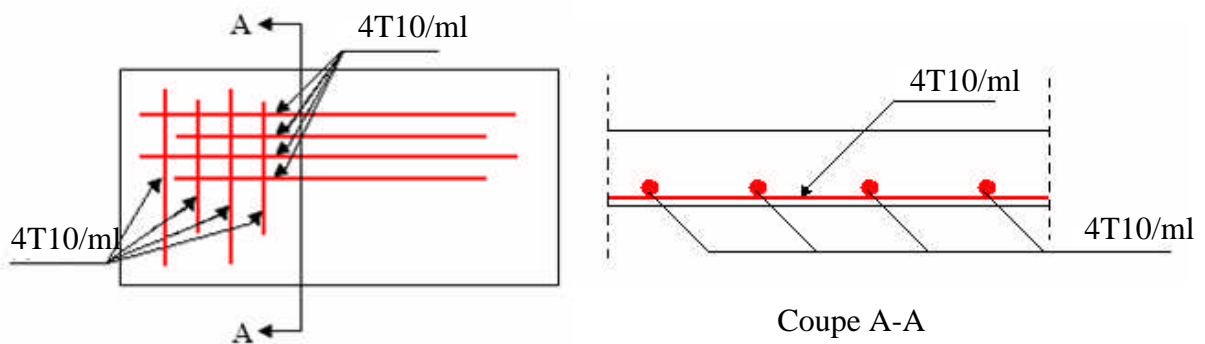


Fig. III.9: Schéma de ferrailage de la dalle D2

III.3) Les escaliers :

Généralité :

Les escaliers sont des éléments importants ; ils permettent l'axés vertical entre différents étages de la structure ; ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différent accès, personnes, équipement ...)

Ces différentes charges peuvent entraîner des dommages divers dans ces éléments de la structure (déformation, fissuration, ou même la ruine de l'escalier. pour éviter ce risque on doit faire une étude détaillée sur le type de ferrailage adopté.

Notre bâtiment comporte 1 seul type d'escalier :

- ✓ un escalier a deux volets.

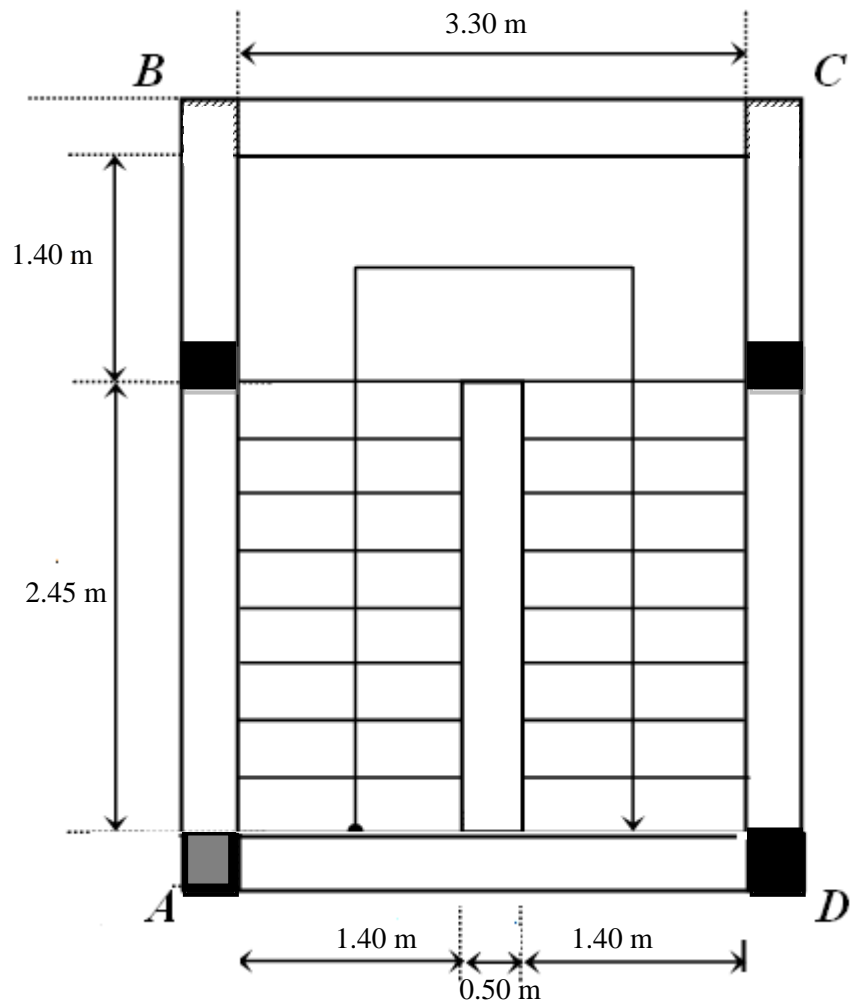


Fig. III.10: dimension de l'escalier.

III.3.1) calcul de l'escalier :

III.3.1.1) Chargement :

a) Palliase

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la palliase ($e = 15cm$)	25	$1 \times 0.15 / \cos 35.59^\circ$	4.61
Poids propre du contre marche ($e = 17cm$)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1.870
Carrelage horizontal ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.440
Mortier de pose horizontal ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.400
Carrelage vertical ($e = 2cm$)	22	$0.02 \times 0.17 / 0.3$	0.249
Mortier de pose vertical ($e = 2cm$)	20	$0.02 \times 0.17 / 0.3$	0.227
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.200
Poids du garde corps	-	-	0.100
La charge permanente	$G = \sum G_i$		8.09
La surcharge d'exploitation	surcharge		2.5
Combinaison de charge ELU	$q_1 = 1.35G + 1.5Q$		14.68
Combinaison de charge ELS	$q_1 = G + Q$		10.59

b) Palier

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 15cm$)	25	1×0.15	3.75
Carrelage ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.440
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.400
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.200
La charge permanente	$G = \sum G_i$		4.79
La surcharge d'exploitation	surcharge		3.5
Combinaison de charge ELU	$q_2 = 1.35G + 1.5Q$		11.71
Combinaison de charge ELS	$q_2 = G + Q$		08.29

III.3.1.2) Sollicitations

A l' E.L.U

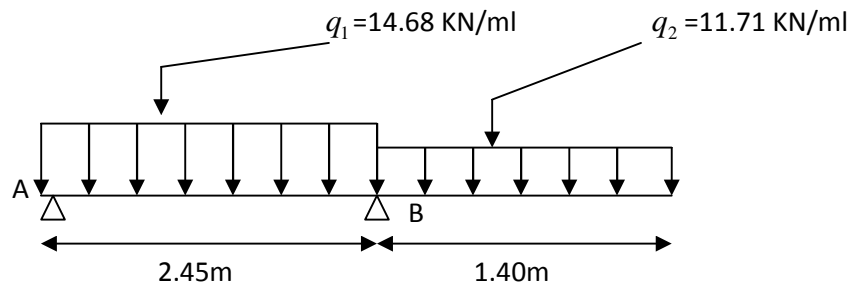


Fig.III.11 : Sollicitations à l'E.L.U.

Réactions des appuis

$$\begin{aligned}\sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = 2.45q_1 + 1.4q_2 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 52.36 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum M /_A = 0 &\Rightarrow R_B = \left[2.45 \left(\frac{2.45}{2} \right) q_1 + 1.4(3.15)q_2 \right] / 2.45 \\ &\Rightarrow R_B = 39.06 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$\Rightarrow R_A = 13.30 \text{ KN}$$

Effort tranchant et moment fléchissant

$$\diamond 0 \leq x \leq 2,45$$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_1 x \\ M(x) = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 1.4$$

$$\begin{cases} T(x) = q_2 x \\ M(x) = -q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

Les résultats seront résumés dans le tableau suivant :

Tab. III.9 : les sollicitations sur l'escalier à l'E.L.U.

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =-0.5M ₀)	Moment en travée (M _t =0.75M ₀)
0	13.30	13.30	0	22.66	11.47	5.73	8.60
0.90	-	0	6.02				
2.45	39.06	-22.66	-11.47				
		16.39	-11.47				
3.85	-	0	0				

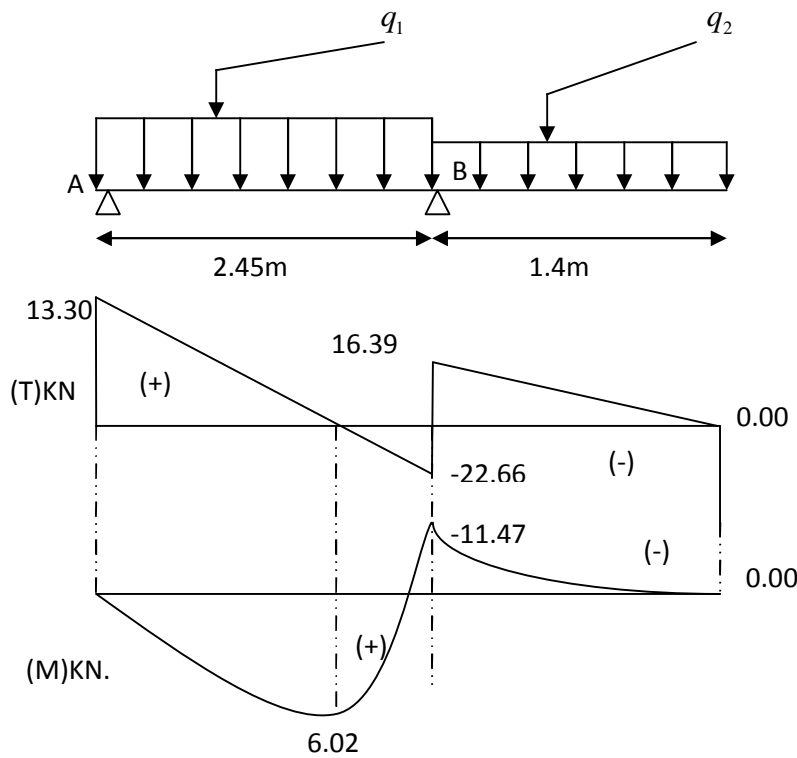


Fig. III.12: diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'E.L.U.

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.5M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.75M_0$

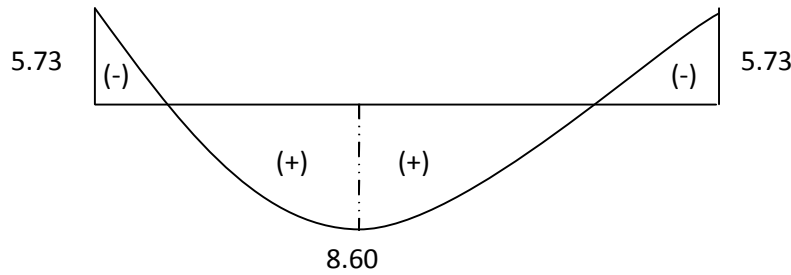


Fig. III.13 diagrammes des moments réduits à l'E.L.U.

A l'E.L.S

Tab. III.10 : les sollicitations sur l'escalier à l'E.L.S.

x (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{max} (KN)	M _{max} (KN.m)	Moment sur appuis (M _a =-0.5M ₀)	Moment en travée (M _t =0.75M ₀)
0	9.65	9.65	0	11.60	8.12	4.06	6.09
0.91	-	0	4.39				
2.45	27.89	-16.29	-8.12				
3.85	-	0	0				

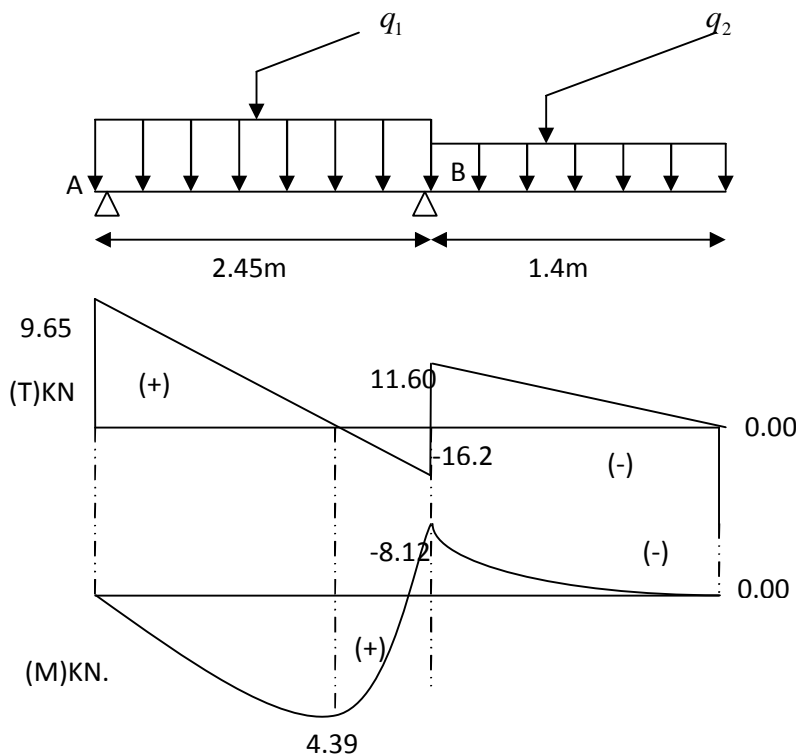


Fig. III.14: diagrammes des efforts tranchants et moments fléchissant à l'E.L.S.

Remarque : les appuis doivent équilibrer un moment : $M_a = -0.5M_0$ qui conduit à un moment réduit en travée : $M_t = 0.75M_0$

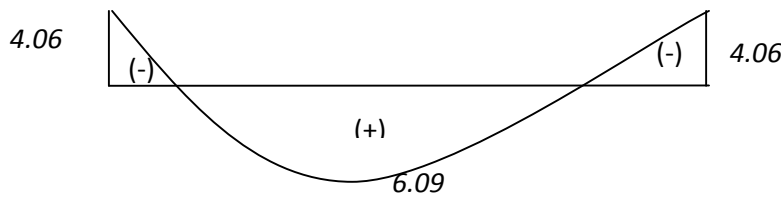


Fig. III.15: diagrammes des moments réduits à l'E.L.S.

III. 3.1.3) Ferrailage :

a) Ferrailage du (palier + pailasse)

En travée

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b =	1.00	m
	Hauteur de la section	h =	0.15	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.13	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.02	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_c =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	0.0086	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_1 =$	0.392	

Contraintes de calcul		
Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R	$(0.85 \times f_{c28}) / 1.5$	$f_{bu} = 14.2$ MPa
Contrainte de traction des aciers	$(f_e / 1.15)$	$f_{su} = 348$ MPa
Contrainte de compression du béton à l'E.L.S	$0.6 \times f_{c28}$	$\sigma_{bc} = 15$ MPa
Résistance caractéristique à la traction	$0.6 + (0.06 \times f_{c28})$	$f_{t28} = 2.10$ MPa

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u = 0.035$
Etat limite de compression du béton	<p>Si : $\mu_u < \mu_l$ alors :</p> <p>« Pas d'aciers comprimés »</p> <p>Si : $\mu_u > \mu_l$ alors :</p> <p>« Aciers comprimés nécessaires »</p>	<p>Système d'armature retenue :</p> <p>$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pas d'aciers} \\ \text{comprimés} \end{array} \right\}$</p>

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0.045$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.0055$ m
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.12$ m

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} = 2.05 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 5 HA 12	$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2$

– Sur appuis

Données				
Sollicitation :	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	0.00573	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0.392	

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u = 0.023$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »	Système d'armature retenue : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pas d'aciers} \\ \text{comprimés} \end{array} \right\}$

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0.030$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.003 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.128 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} = 1.28 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_c$	$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 3 HA 12	$A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2$

III. 3.1.3) Vérification à l'état limite de service :

a) Vérification des contraintes en travée

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_c = 400 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 5.65 \text{ cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour $HA > 6 \text{ mm}$ $\eta = 1.3$ pour $HA \leq 6 \text{ mm}$ $\eta = 1$ pour rond lisse	$\eta = 1.6$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 100 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 15 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 13 \text{ cm}$

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	6.09 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(y - d) = 0$	3.92 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	8995.20 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	67.70 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	2.65MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	92.20 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2.65 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$	92.20 < 202 vérifiée

b) Vérification des contraintes en appui

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25\text{MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1\text{MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400\text{MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 3.39\text{cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour HA > 6 mm $\eta = 1.3$ pour HA ≤ 6 mm $\eta = 1$ pour rond lisse	$\eta = 1.6$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 100\text{Cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 15\text{Cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 13\text{Cm}$

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	4.06 KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(y - d) = 0$	3.16 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	5975.39 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	67.94 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	2.14 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	100.27 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	2.14 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$	100.27 < 202 vérifiée

c) Vérification de la flèche palier

Données	
Hauteur totale de la poutre	h=15cm
Hauteur utile de la poutre	d=13cm
Longueur de la poutre	L=1.40m
Largeur de l'âme	b ₀ =100cm
Section d'acier tendue	A _s =5.65cm ²
Moment en travée	M _t =8.60Kn.m
Moment isostatique	M ₀ =11.47Kn.m
Contrainte de l'acier utilisé	f _e =400MPa

Vérification de la flèche			
$h / L > 1 / 16$	0.1071	0.0625	vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0.1071	0.0749	vérifiée
$A_s / b_0 d < 4.2 / f_e$	0.0043	0.0105	Vérifiée

Les trois conditions précédentes sont vérifiées, donc pas de vérifications pour la flèche.

d) Vérification de la flèche de la paille :

Données	
Hauteur totale de la poutre	$h=15\text{cm}$
Hauteur utile de la poutre	$d=13\text{cm}$
Longueur de la poutre	$L=2.45\text{m}$
Largeur de l'âme	$b_0=100\text{cm}$
Section d'acier tendue	$A_s=5.65\text{cm}^2$
Moment en travée	$M_t=8.60\text{Kn.m}$
Moment isostatique	$M_0=11.47\text{Kn.m}$
Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =400\text{MPa}$

Vérification de la flèche			
$h / L > 1 / 16$	0.0612	0.0625	Non vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0.0612	0.0749	Non vérifiée
$A_s / b_0 d < 4.2 / f_e$	0.0043	0.0105	Vérifiée

e) Calcul de la flèche

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =25\text{MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s =5.65\text{cm}^2$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =100 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h =15 \text{ cm}$
	Longueur de la poutre	$L =2.45\text{m}$
	Hauteur utile de la poutre	$d =13 \text{ cm}$

Données		
Chargement	Charge permanente	$G = 8.09 \text{KN/m}^2$
	Surcharge d'exploitation	$Q = 2.5 \text{KN/m}^2$
	Charge permanente sans revêtement	$j = 6.48 \text{KN/ml}$
	Charge permanente avec revêtement	$g = 8.09 \text{KN/ml}$
	Charge totale : $(G + Q) b$	$q = 10.59 \text{KN/ml}$

Calcul des moments correspondant				
Moment correspondant à j	$0.85 (j \times L^2) / 8$	$M_j =$	4.13272	KN.m
Moment correspondant à g	$0.85 (g \times L^2) / 8$	$M_g =$	5.1595	KN.m
Moment correspondant à q	$0.85 (q \times L^2) / 8$	$M_q =$	6.75393	KN.m

Calcul du moment d'inertie			
Moment d'inertie	$I =$	29663.212	cm^4

Calcul des contraintes correspondant				
Contrainte correspondant à j	$15 M_j (d - y) / I$	$\sigma_j =$	20.563	MPa
Contrainte correspondant à g	$15 M_g (d - y) / I$	$\sigma_g =$	25.672	MPa
Contrainte correspondant à q	$15 M_q (d - y) / I$	$\sigma_q =$	33.606	MPa

Calcul des coefficients			
Pourcentage d'armatures	$A_s / (d \times b_0)$	$\rho =$	0.004346
Coefficient correspondant à j	$1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_j + f_{t28})]$	$\mu_j =$	0
Coefficient correspondant à g	$1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_g + f_{t28})]$	$\mu_g =$	0
Coefficient correspondant à q	$1 - [1.75 f_{t28} / (4 \rho \cdot \sigma_q + f_{t28})]$	$\mu_q =$	0

Module de déformation longitudinale du béton				
Module de déformation longitudinale Instantanée du béton	$11000 (f_{c28})^{1/3}$	$E_i =$	32164.1951	MPa
Module de déformation longitudinale différée du béton	$E_i / 3$	$E_v =$	10721.3984	MPa
Coefficient instantané	$0.05 f_{t28} / (2 + 3 b_0 / b) \rho$	$\lambda_i =$	4.832029	
Coefficient différé	$0.4 \lambda_i$	$\lambda_v =$	1.93281	

Calcul du moment d'inertie				
Moment d'inertie correspondant à j	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_j)$	$I_{ji} =$	32629.533	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à g	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_g)$	$I_{gi} =$	32629.533	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à q	$1.1 \times I / (1 + \lambda_i \mu_q)$	$I_{qi} =$	32629.533	cm ⁴
Moment d'inertie correspondant à v	$1.1 \times I / (1 + \lambda_v \mu_g)$	$I_{gv} =$	32629.533	cm ⁴

Calcul de la flèche				
La flèche correspondant à j	$M_j L^2 / 10 E_i I_{ji}$	$f_{ji} =$	0.02363	cm
La flèche correspondant à g	$M_g L^2 / 10 E_i I_{gi}$	$f_{gi} =$	0.02950	cm
La flèche correspondant à q	$M_q L^2 / 10 E_i I_{qi}$	$f_{qi} =$	0.03862	cm
La flèche correspondant à v	$M_g L^2 / 10 E_v I_{gv}$	$f_{gv} =$	0.08852	cm
La flèche totale	$f_{gv} - f_{ji} + f_{qi} - f_{gi}$	$\Delta f_t =$	0.07401	cm
La flèche admissible	Si $L \leq 500$ $L/500$ Si $L > 500$ $0.5\text{cm} + L/1000$	$\Delta f_{t\text{ adm}} =$	0.77	cm
$\Delta f_t < \Delta f_{t\text{ adm}}$		Vérifiée		

III.3.1.4) Vérification à l'état limite ultime :

- Vérification de l'effort tranchant

Données				
Matériaux :	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_l =$	5.65	cm ²
Géométrie :	Largeur de la poutre	$b =$	100	Cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	15	Cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	13	Cm
Sollicitation :	L'effort tranchant	$T =$	22.66	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$\frac{T}{b.d}$	$\tau_u =$	0.174	MPa
Contrainte tangente limite	$\min(0.1f_{c28}; 4\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u =$	$\min(2.5, 4)$	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	0.174 < 2.5 vérifiée		

Armatures de répartition				
Section des armatures de répartition	$A_L/4$	$A_t =$	1.4125	cm ²
Choix des armatures	4 ϕ 8	$A_t =$	2.01	cm ²

III.3.1.5) Schéma de ferrailage de l'escalier :

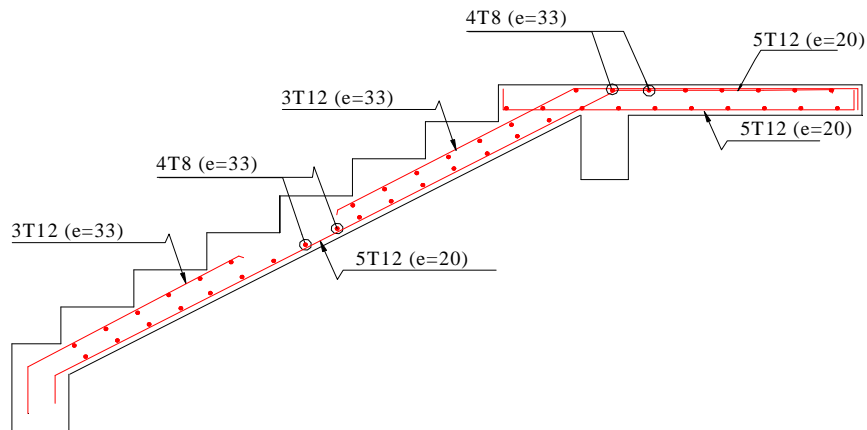


Fig. III. 16: Schéma de ferrailage de l'escalier

III.4) La poutre palière :

III.4.1) Dimensionnement :

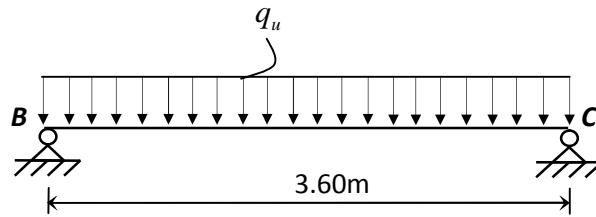


Fig.III.17: la charge sur la poutre palière.

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 0.24 \leq h \leq 0.36$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 0.35 \text{ m} \\ b = 0.30 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Selon RPA99 /V03 : Zone II : } \begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ b/h \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} b = 30 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \\ b/h = 1 < 4 \end{cases} \text{ vérifiée } (b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$$

III.4.2) Chargement :

Chargement	Poids volumique (KN/m ³)	Surface (m ²)	La charge (KN/ml)
Poids propre de la poutre	25	0.3 × 0.35	2.625
Réaction due au palier	/	/	39.60

III.4.3) Sollicitation :

Combinaison de charge	$q_u = 1.35(2.625 + 1.836) + 39.60$	45.62
Moment isostatique (KN.m)	$M_u = q_u l^2 / 8$	72.67
Moment sur appuis (KN.m)	$M_a = 0.5 M_u$	36.33
Moment en travée (KN.m)	$M_t = 0.85 M_u$	61.77

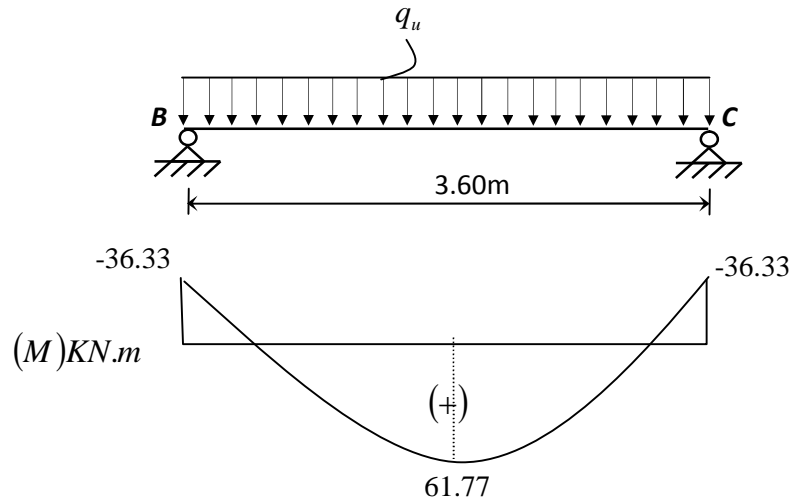


Fig.III.18: diagramme des moments réduits à l'E.L.U.

III.4.4) Ferrailage de la poutre palière :

a) En travée

Données				
Géométrie	Largeur de la poutre	b =	0.30	m
	Hauteur de la section	h =	0.35	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.33	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.02	m
Matériau	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Sollicitation	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	0.06177	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_1 =$	0.392	

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u = 0.133$
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaire »	Système d'armatures retenues : { <i>Pas d'aciers</i> } { <i>comprimés</i> }

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0.179$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.059 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.306 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} = 5.80 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1.195 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Choix :	3 HA 16	$A_{st} = 6.03 \text{ cm}^2$

b) Sur appuis

Données				
Sollicitation :	Moment ultime due à : 1.35 G + 1.5 Q	$M_u =$	0.03633	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0.392	

Calcul des moments réduits		
Moment ultime réduit	$M_u / (b \times d^2 \times f_{bu})$	$\mu_u = 0.078$
Etat limite de compression du béton	<p>Si : $\mu_u < \mu_l$ alors :</p> <p>« Pas d'aciers comprimés »</p> <p>Si : $\mu_u > \mu_l$ alors :</p> <p>« Aciers comprimés nécessaires »</p>	<p>Système d'armatures retenues :</p> <p>{ Pas d'aciers } { comprimés }</p>

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u})$	$\alpha = 0.102$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.033 \text{ M}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.316 \text{ M}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_u / (Z \times f_{su})$	$A_{st} = 3.30 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23b.d.f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1.195 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des armatures tendus		
Un lit	Choix : 3 HA 14	$A_{st} = 4.62 \text{ cm}^2$

III.4.5) Vérification à l'état limite de service :

a) Vérification des contraintes (poutre palière) :

Données				
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2.1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section d'acier tendue	$A_s =$	6.03	cm ²
	Coefficient d'équivalence	$n =$	15	
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour HA > 6 mm	$\eta =$	1.6	
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	35	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	33	cm

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	27.49KN.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} - 15A_s(d - y) = 0$	11.40 cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d - y)^2$	57015.79 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser} / I$	48.21 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	5.49 MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d - y)$	156.20 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	5.49 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$	156.20 < 202 Vérifiée

b) Vérification de la flèche (Poutre palière) :

Données			
Hauteur totale de la poutre	h=	35	cm
Hauteur utile de la poutre	d=	33	cm
Longueur de la poutre	L=	3.55	m
Largeur de l'âme	b ₀ =	30	cm
Section d'acier tendue	A _s =	6.03	cm ²
Moment en travée	M _t =	61.77	KN.m
Moment isostatique	M ₀ =	72.67	KN.m
Contrainte de l'acier utilisé	f _e =	400	MPa

Vérification de la flèche			
$h / L > 1 / 16$	0.0985	0.0625	Vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0.0985	0.0850	Vérifiée
$A_s / b_0 d < 4.2 / f_e$	0.00609	0.0105	Vérifiée

Les trois conditions précédentes sont vérifiées, donc pas de vérifications pour la flèche.

III.4.6) Vérification à l'état limite ultime :

- Vérification de l'effort tranchant

Données				
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	MPa
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} =$	2.1	MPa
	Contrainte $\min(f_{t28} ; 3.3 \text{ MPa})$	$f_{t28}^* =$	2.1	MPa
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	MPa
	Section des armatures longitudinales	$A_l =$	6.03	cm ²
	Diamètre des armatures longitudinales	$\phi_l =$	16	mm
Géométrie	Largeur de la poutre	$b =$	30	cm
	Hauteur totale de la poutre	$h =$	35	cm
	Hauteur utile de la poutre	$d =$	33	cm
Sollicitation	L'effort tranchant	$T =$	82.11	KN

Vérification de la contrainte de cisaillement				
Contrainte tangente	$T/b.d$	$\tau_u =$	0.829	MPa
Contrainte tangente limite	$\min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$	$\bar{\tau}_u =$	$\min(3.33, 5)$	MPa
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	0.829 < 3.33 vérifiée		

Armatures transversales				
Diamètre des armatures transversales	$\min(h/35 ; b_0/10 ; \phi_t)$	$\phi_t =$	6	Mm
Section des armatures transversales	4 ϕ 6	$A_t =$	1.14	cm ²
L'espacement	$S_t \leq (0.9d ; 40 \text{ cm})$	$S_t =$	20	cm
	$S_{t2} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})}$			
	$S_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0}$			
Vérifications :	$A_t f_e / b_0 S_t \geq \max(\tau_u / 2 ; 0.4 \text{ MPa})$	0.76 > 0.40 vérifiée		
	$0.9 A_t f_e / b_0 S_t \geq (\tau_u - 0.3 f_{t28}^*)$	0.684 > 0 vérifiée		

Torsion				
Moment de torsion		$M_{tr} =$	11.47	KN.m
La plus petite dimension		$a =$	30	cm
Epaisseur de la paroi de la section creuse équivalent	$a/6$	$b_0 =$	5	cm
Section efficace	$(a - b_0)(b - b_0)$	$\Omega =$	750	cm ²
Périmètre de la section creuse	$2(a - b_0) + (b - b_0)$	$U =$	110	cm
Longueur de la poutre		$L =$	3.60	m
Effort tranchant	$Q_{equ} l / 2$	$T_u =$	26.18	KN.m
Contrainte de torsion	$M_{tr} / 2b_0 \Omega$	$\tau_{ut} =$	1.52	MPa
Contrainte de cisaillement	$T_u / b.d$	$\tau_{uv} =$	0.26	MPa
Contrainte admissible	$\min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa}\right)$ F.P.P	$\tau_{u \text{ limite}} =$	2.5	MPa
Vérifications :	$\tau_{ut}^2 + \tau_{uv}^2 \leq \tau_{u \text{ limite}}^2$	2.40 < 6.25 vérifiée		

Le ferrailage :

a) Armatures longitudinales :

La section d'armatures longitudinales est donnée par :

$$A_l = \frac{M_{tr} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.47 \times 10^{-3} \times 110 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400} = 2.41 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales:

$$A_t = \frac{M_{tr} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{11.47 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimum d'armatures en travée :

$$A_l = \frac{0.4 \times \mu \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 110 \times 30}{400} = 3.3 \text{ cm}^2$$

C'est pas vérifiée \Rightarrow donc $A_l = 3.3 \text{ cm}^2$

Ferrailage final de la poutre palière :

En travée :

$$A^t = 3.3/2 + 6.03 = 7.68 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3\text{T}14 + 3\text{T}12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$A^a = 3.3/2 + 4.62 = 6.27 \text{ cm}^2 \text{ Soit : } 3\text{T}14 + 3\text{T}12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales:

$$A_t = 0.43 + 1.14 = 1.64 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte : $4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

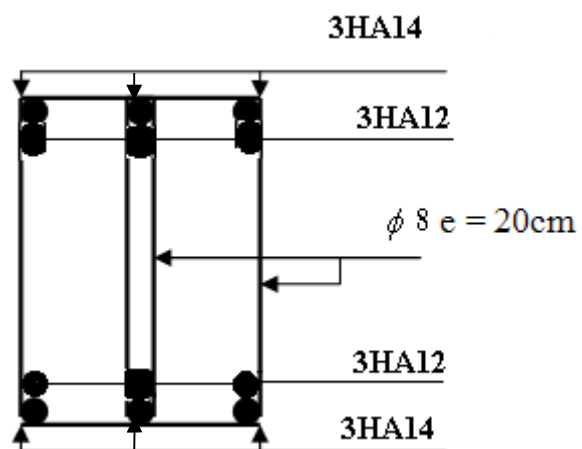


Fig. III.19: Ferrailage de la poutre palière.

III.5) L'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi, contre toute chute, conçu pour la protection des infiltrations des eaux pluviales ainsi que l'accrochage des échelles et les treuils pour maintenance et nettoyage.

Elle est considérée comme une console encastrée soumise à son poids propre, à une charge (Q) qui est dûe à la main courante et une force latérale sismique.

III.5.1) Hypothèse de calcul :

Les hypothèses à prendre en compte pour le calcul sont :

- Le calcul se fera pour une bande de 1ml.
- Type de fissuration est considérée préjudiciable.
- L'acrotère est sollicité en flexion composée.

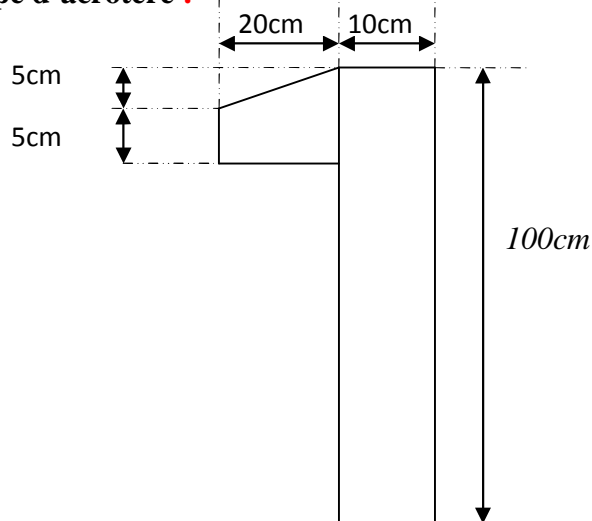
III.5.2) Type d'acrotère :

Fig.III.20: dimensions de l'acrotère.

a) Surface de l'acrotère

$$S = 100 \times 10 + 5 \times 20 + \frac{5 \times 20}{2} = 0,115m^2$$

b) Poids de l'acrotère

G_{crot} = Le poids propre de l'acrotère + Le poids d'enduit en ciment + Le poids de feutre en bitume.

$$G_{crot} = 0.115 \times 25 + 0.18 \times 1.5 \times 1 + 0.12 \times 0.85$$

$$G_{crot} = 3.247 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation : $q = 1 \text{ KN/ml}$.
 - Charge sismique : $F_p = 4.A.C_p.W_p \dots \dots \text{RPA99/V2003}$ (article 6.3).
- Où :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99

C_p : Facteur de force horizontale varie entre 0,3 et 0,8 (Tableau 6-1 de RPA99)

W_p : Poids de l'élément considéré ; $W_p = 3.247 \text{ KN / m}$

Pour notre cas : Groupe d'usage 2, zone IIa

$$\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{A = 0,15.} \\ \mathbf{C_p = 0,8.} \end{array} \right.$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 3.247 \Rightarrow F_p = 1.55 \text{ KN}$

III.5. 3) Calcul des sollicitations

III.5. 3.1) Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A} = 0,055m$$

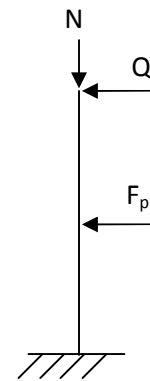


Fig. III.21 : sollicitations sur l'acrotère.

$$y_c = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A} = 0,44m$$

III.5.3.2) Moment engendré par les sollicitations :

$$N_G = 3.247 \text{ KN} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 1 \Rightarrow M_Q = 1 \text{ KN.m}$$

$$F_p = 1.55 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = 1.55 \times 0.65 \Rightarrow M_{F_p} = 0.682 \text{ KN.m}$$

Tableau III.11: sollicitations et combinaisons d'action

	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
Sollicitation	G+Q+E	1,35G+1,5Q	G+Q
N (KN)	3.247	4.383	3.247
M (KN.m)	1.682	1.5	1

III.5.3.3) Calcul de l'excentricité :

$$e_t = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

- e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales qui s'ajoute à l'excentricité résultante des efforts de appliqués.
- e_1 : excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales.
- e_2 : excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.682}{3.247} = 0.51m \\ \frac{H}{6} &= \frac{1}{6} = 0,16m \end{aligned} \right\} \Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_a = \max (2 \text{ cm}; H / 250) = \max (2 \text{ cm}; 100/250) \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm.}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+1} \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : le rapport de la déformation finale due au fluage et la déformation instantanée sous la charge considérée généralement $\phi = 2$.

l_f : longueur de flambement de l'élément considéré

$$l_f = 2 \times H = 2 \times 1 = 2 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times (2)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0,1} = 0,024 \text{ m.}$$

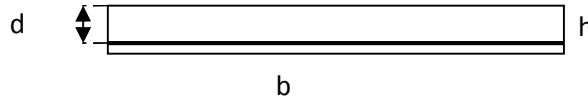
$$e_t = 46 + 2 + 2,4 = 50,4 \text{ cm}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 3,247 \text{ KN} ; M_u = N_u \times e_t = 3,247 \times 0,504 \Rightarrow M_u = 1,636 \text{ KN.m.}$$

III.5.3.4) Ferrailage :

A l'ELU



$$h = 10 \text{ cm.}$$

Fig.III.22: Section à ferrailer

$$d = 8 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$.

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section de béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 1,636 + 3,247 \times (0,08 - 0,1/2) \Rightarrow M_{uA} = 1,73 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,73 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,019 < \mu_l = 0,392$$

D'où $A'_s = 0$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,024$$

$$z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 0,079$$

$$A_{1s} = \frac{M_{uA}}{z \times f_s} = \frac{1,73 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,62 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{1s} - \frac{N_u}{f_s} = 0,62 \times 10^{-4} - \frac{3,247 \times 10^{-3}}{348} = 0,52 \text{ cm}^2$$

a) Vérifications à L'ELU : [BAEL91]

• Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m}$.

• Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

• Espacement des armatures

$$1. \text{ Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 30 \text{ cm}.$$

$$2. \text{ Armatures de répartition : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33,33 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 30 \text{ cm}.$$

• Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1,55 + 1 = 2,55 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,55 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,031 \text{ Mpa} .$$

$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

• Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \text{ tel que } \sum \mu_i : \text{ la somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \Pi \times \theta = 7,54 \text{ cm}.$$

$$\tau_{es} = \frac{2,55 \times 10^3}{0,9 \times 80 \times 75,4} = 0,46 \text{ Mpa}$$

$$0,6\psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ Mpa}$$

$\tau_{es} < 2,83 \rightarrow$ pas de risque par rapport à l'adhérence.

b) Vérifications à l'ELS : [BAEL91]

• **Vérification des contraintes**

$$d = 0,08\text{m}$$

Selon le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_1$$

Tel que :

e_1 : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimé de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{1}{3.247} + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.337\text{m}$$

$$e_1 > d \implies C \text{ à l'extérieur de la section} \implies C = 0,08 - 0,337 = -0,257 \text{ m.}$$

$$C = -0,257\text{m}$$

$$y_{ser} = y_c + C \quad ; \quad y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Tel que :

$$P = -3 \times c^2 + (d - c) \times 6 \times n \times \frac{A_s}{b}$$

$$p = -3 \times (-0,257)^2 + (0,08 + 0,257) \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.19\text{m}^2.$$

$$q = -2c^3 - (d - c)^2 \times n \times \frac{A_s}{b} = -2(-0.257)^3 - (0,08 + 0,257)^2 \times \frac{15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.033\text{m}^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{P^3}{27} = 7.285 \times 10^{-5} \text{ m}^6$$

$$\Delta > 0 \implies t = 0,5 \times (\Delta^{1/2} - q) = 0.13 \text{ m}^3$$

$$Z = t^{1/3} = (0.13)^{1/3} = 0.50\text{m.}$$

$$y_c = Z - \frac{P}{3 \times Z} = 0.50\text{m} - \frac{0.19}{3 \times 0.50\text{m}} = 0.62 \text{ (distance de l'axe neutre au centre de pression)}$$

$y_{ser} = 0.62 - 0,257 = 0.36$ m (distance entre l'axe neutre et la fibre supérieur de la section)

• **Calcul des contraintes**

$$I = \frac{b \times Y_{ser}^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_{ser})^2 \Rightarrow \text{moment d'inertie de la section homogène réduite}$$

$$I = \frac{1 \times (0.36)^3}{3} + 15 \times 2.01 \times 10^{-4} \times (0.08 - 0.36)^2 = 0.015 \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Y_c}{I} \times y_{ser} = 0,48 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,024 < 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser} \times Y_c}{I} \times (d - y_{ser}) = -0,56 \text{ Mpa.}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 201 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = -0,56 \text{ Mpa.} \Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{vérifiée}$$

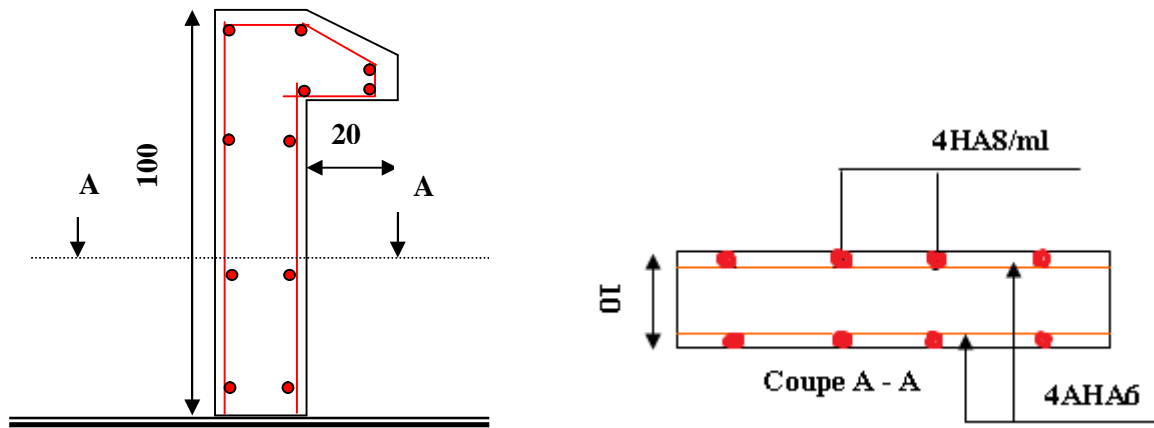


FIG. III.23: schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6) L'ascenseurs :

III.6.1) Définition :

L'ascenseur appareil élévateur installé à demeure, desservant des niveaux définis, comportant une cabine dont les dimensions et la constitution permettent manifestement l'accès des personnes, se déplaçant au moins partiellement le long de guides verticaux ou dont l'inclinaison par rapport à la verticale est inférieure à 15°.

On distingue les classes suivantes :

Classe 1 : Ascenseurs destinés au transport des personnes.

Classe 2 : Ascenseurs destinés principalement au transport des personnes et, accessoirement, des charges. Ils diffèrent des ascenseurs des classes I et III essentiellement par l'aménagement intérieur de la cabine.

Classe 3 : Ascenseurs destinés au transport des lits.

Classe 4 : Ascenseurs destinés principalement au transport des charges qui sont généralement accompagnées par des personnes.

III.6.2) Description de l'ascenseur :

- **Cabine :** Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- **Gaine :** Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- **Palier :** Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- **Cuvette :** Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- **Hauteur libre :** Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- **local des machines :** Local où se trouvent la machine et son appareillage.

✓ **Caractéristiques des ascenseurs**

- **charges nominales :**

En kilogrammes : 320 - 400 - 630 - 800 - 1 000 - 1 250 - 1 600 - 2 000 - 2 500.

- **vitesses nominales :**

En mètres par seconde : 0.4 – 0.63 - 1 – 1.6 – 2.5 (0.4 n'est applicable qu'aux ascenseurs hydrauliques ; 1.6 et 2.5 ne sont applicables qu'aux ascenseurs électriques).

III.6.3) Dimensions

III.6.3.1) choix de l'ascenseur :

Un type de bâtiment quelconque peut recevoir des ascenseurs de classes différentes.

La figure suivante montre :

- cabines pour les ascenseurs des classes 1 et 3 dimensions en millimètres.
- La classe 1 ascenseurs pour bâtiments à usage d'habitation.

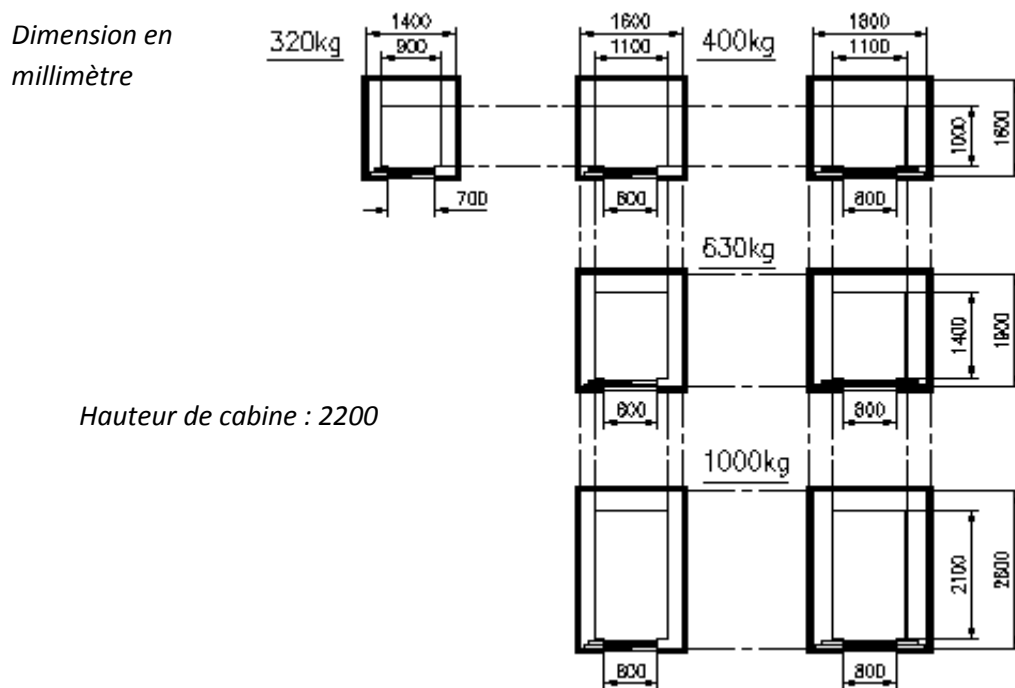


Fig. III.24: choix de l'ascenseur.

III.6.3.2) Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75}$$

III.6.4) Etude de l'ascenseur :

Pour notre projet on a 1 seul ascenseurs de la classe 1, de type 630de vitesse 1.6m/s.

- Type 630, ascenseur de charge nominale 630 kg comportant une cabine de dimensions moyennes permettant le transport des fauteuils roulants « normaux » pour handicapés, des voitures d'enfants et des sapeurs-pompiers.(**NFP 91-201**)avec une surface utile maximale de la cabine de 1.6m² (**NFP-82-201**).telle que ses dimensions selon(**NFP-82-208**) sont :

- largeur :1.1m

- profondeur : 1.4 m

- hauteur : 2.2 m

III.6.4.1) Calcul des poids :

Pour un ascenseur de 08 personnes on a : $\begin{cases} P_M = 1500\text{daN.} \\ D_M = 8200\text{daN.} \\ F_C = 10200\text{daN.} \end{cases}$ (**Annexe IV**).

Avec :

P_M =charge due à la salle machine.

La charge nominale est de **6,3 KN**.

D_M = charge due à l'ascenseur.

F_C =charge accidentelle due à la rupture du câble d'ascenseur.

Dimensions de la cabine : BK·TK·HK = 110*140*220 cm³

- détermination de l'épaisseur de la dalle supportant l'ascenseur

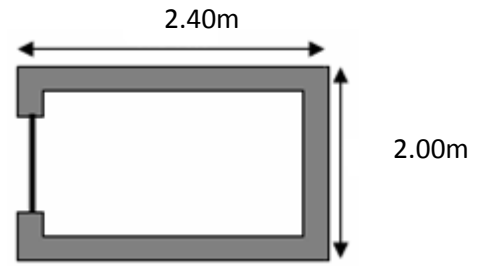


Fig. III. 25 : Schéma de ferrailage de l'escalier

$$\frac{l_x}{45} \leq h_0 \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow \frac{200}{45} \leq h_0 \leq \frac{200}{40}$$

$$\Rightarrow (4.44 \leq h_0 \leq 5.00) \text{ cm}$$

Comme les charges dues à l'ascenseur sont considérables on adopte : $h_0=20 \text{ cm}$.

III.6.4.2) Etude de la dalle pleine du local machine :

$$P = P_M + D_M + 6.3$$

$$P = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 * P = 139.45 \text{ KN}$$

Q_u : La charge à l'ELU

h_0 : L'épaisseur de la dalle.

u_c : Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

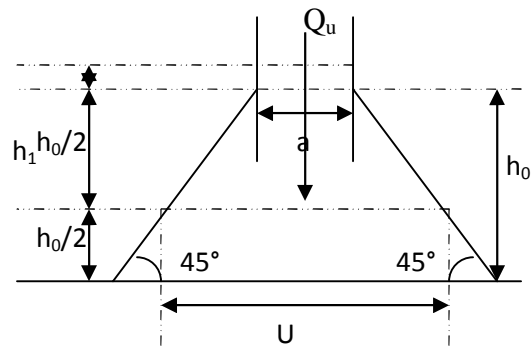


FIG. III.26: calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

Dimension de l'appui du moteur : $(a \times a) = (150 \times 160) \text{ cm}$

On doit calculer la surface d'impact $U * V$:

$$a = 150 \text{ cm} \quad ; \quad b = 160 \text{ cm} \quad ; \quad h_0 = 20 \text{ cm} \quad ; \quad h_1 = 8.00 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} u = a + h_0 + 2\xi h_1 \\ v = b + h_0 + 2\xi h_1 \end{cases}$$

Tel que : a et u : dimensions // au sens (x-x).

b et v : dimensions // au sens (y-y).

$\xi = 1$ (revêtements en béton).

$$\begin{cases} u = 1.50 + 0.2 + 2 \times 1 \times 0.08 \\ v = 1.60 + 0.2 + 2 \times 1 \times 0.08 \end{cases}$$

a) Evaluation de moments :

- **M_{x1} et M_{y1} du système :**

Selon le **BAEL91** :

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + \nu * M_2) Q_u \\ M_{y1} = (M_2 + \nu * M_1) Q_u \end{cases}$$

$$\begin{cases} u = 1.86 \\ v = 1.96 \end{cases}$$

Avec ν : est le coefficient de poisson (ELU = 0 ; ELS = 0.2).

M_1 et M_2 : donnés par l'abaque de **PIGEAUD. [ANNEXE III]**

D'où : $M_1 = 0.058 \text{ KN.m}$; $M_2 = 0.037 \text{ KN.m}$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.00}{2.40} = 0.83 \quad ; \quad \frac{U}{L_x} = \frac{1.86}{2} = 0.93 \quad ; \quad \frac{V}{L_x} = \frac{1.96}{2.4} = 0.82$$

$$\begin{cases} M_{x1} = M_1 * P \rightarrow M_{x1} = 18.26 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = M_2 * P \rightarrow M_{y1} = 14.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **M_{x2} et M_{y2} du système :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_u * l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} \end{cases}$$

$\alpha = 0.83 > 0.4 \Rightarrow$ la dalle est portée dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.6494 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

Le poids propre de la dalle et des revêtements (pour un revêtement de 8 cm) :

$$G_2 = 25 * 0.2 + 22 * 0.08 = 6.76 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_2 = 1 \text{ KN/m}^2.$$

$$\Rightarrow q_u = 1.35 * 6.76 + 1.5 * 1 = 10.62 \text{ KN/ml}.$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0528 * 10.62 * (2)^2 = 2.24 \text{ KN m} \\ M_{y2} = 0.6494 * 2.24 = 1.45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La superposition des moments donne :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 18.26 + 2.24 = 20.50 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 14.50 + 1.45 = 15.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b) Ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une longueur unité et une épaisseur de $h = 20 \text{ cm}$ ($d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$).

$$M_{tx} = 0.85 * M_x = 17.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 * M_y = 13.55 \text{ KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.3 * M_x = 6.15 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.3 * M_y = 4.78 \text{ KN.m}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tab. III.12 : Ferrailage de la dalle pleine du local machine

Sens	Mt (KNm)	Ma (KNm)	At calcul (cm ² /ml)	At adopte (cm ² /ml)	Aa calcul (cm ² /ml)	Aa adopte (cm ² /ml)
x-x	17.42	6.15	2.94	4T10 = 3.14	1.03	4T8 = 2.01
y-y	13.55	4.78	2.43	4T10 = 3.14	0.80	4T8 = 2.01

c) Vérifications :

❖ **Calcul à l'ELU:**

- **condition de non fragilité :** $12 < h < 30 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 0.8\% \frac{(3-\rho)}{2} b * h$

$A_{min} = 1.73 \text{ cm}^2$ et $A = 2.01 \text{ cm}^2$ (dans les appuis) → vérifiée. $A = 3.14 \text{ cm}^2$ (dans les travées) → vérifiée

- **diamètre des barres :**

Il faut vérifier que :

$$\Phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20\text{mm}$$

$\Phi_{\max} = 10 \text{ mm} \rightarrow$ vérifiée.

- **vérification au poinçonnement.**

Il faut considérer qu'aucune armature n'est nécessaire si la charge localisée est éloignée des bords de la dalle. et l'on a :

$$Q_u \leq 0.045 u_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$U_c = 2 * (U+V) = 2*(186+196) = 764 \text{ cm}$$

U_c : périmètre de couture au niveau du feuillet moyen

$$\left. \begin{array}{l} Q_u = 139.45 \\ \frac{0.045 * 7.64 * 0.2 * 25 * 10^3}{1.5} = 1146 \text{KN} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On doit vérifier aussi que : $\tau = \frac{Q_u}{U_c * d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28}$

$$\tau = 0,101 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = 1.167 \text{ Mpa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

Les efforts tranchants sont au voisinage au maximum de la charge (milieu), $V = U$.

$$T_u = T_v = \frac{Q_u}{3 * U} = \frac{139.45}{3 * 1.86} = 24.99 \text{KN}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T_u}{b_0 * d} = \frac{24.99}{1 * 0.18} = 0.138 \text{MPa} \\ \bar{\tau}_u = 1.167 \text{ Mpa} \end{array} \right\} \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Calcul à l'ELS :**

- **Moment engendré par le système de levage :**

$$Q_{\text{ser}} = 103.3 \text{KN}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = (M_1 + \nu * M_2) Q_{\text{ser}} \\ M_{y1} = (M_2 + \nu * M_1) Q_{\text{ser}} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_{x1} = 15.68 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 13.44 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 6.76 + 1 = 7.76 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 = 2.96 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 2.22 \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0956 \\ \mu_y = 0.7518 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

• La superposition des moments :

$$M_x = 18.64 \text{ KNm}$$

$$M_y = 15.64 \text{ KNm}$$

• Vérification des contraintes dans le béton :

$$M_{tx} = 15.84 \text{ KNm} \quad M_{ax} = 5.59 \text{ KNm}$$

$$M_{ty} = 13.29 \text{ KNm} \quad M_{ay} = 4.69 \text{ KNm}$$

Vérification des contraintes en travée sens (x)

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 3.14 \text{ cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour $HA > 6 \text{ mm}$ $\eta = 1.3$ pour $HA \leq 6 \text{ mm}$ $\eta = 1$ pour rond lisse	$\eta = 1.6$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 100 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 20 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 18 \text{ cm}$

➤ Tableau récapitulatif du ferrailage à L'ELS:

Tab. III.13: Tableau récapitulatif du ferrailage à L'ELS

	Sens « x »		Sens « y »	
	$M_{tx} = 15.84 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 5.59 \text{ KN.m}$	$M_{ty} = 13.29 \text{ KN.m}$	$M_{ay} = 4.69 \text{ KN.m}$
$A_{S \text{ calculée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	3.18	1.62	3.92	1.16
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.68	1.68	1.68	1.68
$A_{S \text{ choisie}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4 HA 12 4.52	4HA 8 2.01	4 HA 12 4.52	4 HA 8 2.01

❖ La flèche :

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers.

D'après le **BAEL91** et **CBA93**, la vérification à la flèche est inutile si :

Vérification de la flèche			
$h / L > 1 / 16$	0.0985	0.0625	Vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0.0985	0.0850	Vérifiée
$A_s / b_0 d < 2.4 / f_e$	0.0017	0.0060	Vérifiée

❖ Schémas de ferrailage :

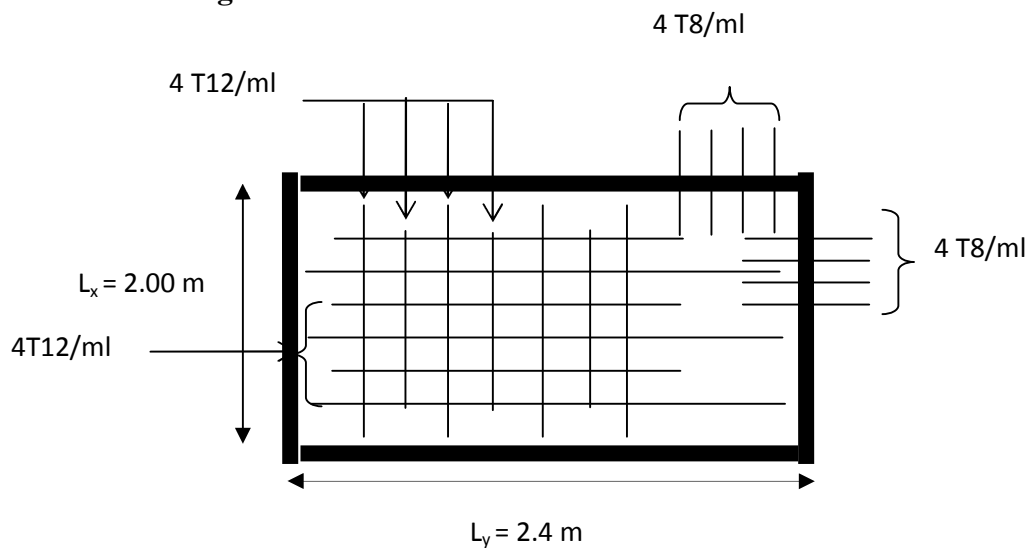


FIG. III.27: Schéma de ferrailage de la dalle au dessus de l'ascenseur.

III.6.4.3) Etude de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur:

Les dimensions sont les mêmes (200*240 et h =20 cm.)

- Poids propre de la dalle et des revêtements : $G_1 = 6.76 \text{ KN/m}^2$.

- Poids propre de l'ascenseur : $G_2 = \frac{Fc}{S} = \frac{102}{2*2.4} = 21.25 \text{ KN/m}^2$

- $G_{total} = G_1 + G_2 \rightarrow G_{total} = 28.01 \text{ KN/m}^2$.

- $P_{total} = 1.35 * G_{total} \rightarrow P_{total} = 37.81 \text{ KN/m}^2$.

$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0.83 > 0.4 \rightarrow$ le panneau porté sur les deux sens.

➤ **Evaluation des moments à l'ELU : ($\nu = 0$)**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * P * l_x^2 = 7.98 \text{ KN/m}^2 \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 5.18 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ **Ferraillage :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.14 : Ferraillage de la dalle pleine au dessous de l'ascenseur.

Sens	Mt (KNm)	Ma(KNm)	At calcul (cm ² /ml)	At adopte (cm ² /ml)	Aa calcul (cm ² /ml)	Aa adopte (cm ² /ml)
x-x	6.63	2.39	1.05	4T8 = 2.01	1.03	4T8 = 2.01
y-y	6.78	1.55	1.08	4T8 = 2.01	0.26	4T8 = 2.01

➤ **Vérifications :**

❖ **Calcul à l'ELU:**

- **condition de non fragilité :** $12 < h < 30 \text{ cm} \Rightarrow A_{min} = 0.8\% \frac{(3 - \rho)}{2} b * h$

$A_{min} = 1.73 \text{ cm}^2$ et $A = 2.01 \text{ cm}^2$ (dans les appuis) \rightarrow vérifiée. $A = 2.01 \text{ cm}^2$ (dans les travées) \rightarrow vérifiée

- **diamètre des barres :**

Il faut vérifier que :

$$\Phi_{max} \leq \frac{h}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$\Phi_{max} = 10 \text{ mm} \rightarrow$ vérifiée.

❖ Calcul à l'ELS :

- Moment engendré par le système de levage :

$Q_{ser} = 28.01 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x1} = (M_1 + v * M_2) Q_{ser} \\ M_{y1} = (M_2 + v * M_1) Q_{ser} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 4.25 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 3.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment dû au poids propre de la dalle :

$q_{ser} = 28.01 + 1 = 29.01 \text{ KN}$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{ser} * l_x^2 = 11.09 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 8.34 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0956 \\ \mu_y = 0.7518 \end{cases} \quad [\text{Annexe I}]$$

a) Vérification des contraintes en travée sens (x)

Données		
Matériaux	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	Contrainte limite de traction du béton	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$
	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e = 400 \text{ MPa}$
	Section d'acier tendue	$A_s = 2.01 \text{ cm}^2$
	Coefficient d'équivalence	$n = 15$
	Coefficient $\eta = 1.6$ pour $HA > 6 \text{ mm}$ $\eta = 1.3$ pour $HA \leq 6 \text{ mm}$ $\eta = 1$ pour rond lisse	$\eta = 1.6$
Géométrie	Largeur de la poutre	$b = 100 \text{ cm}$
	Hauteur totale de la poutre	$h = 20 \text{ cm}$
	Hauteur utile de la poutre	$d = 18 \text{ cm}$

Vérification des contraintes		
Moment service	M_{ser}	9.42 Kn.m
Position de l'axe neutre	$\frac{by^2}{2} + 15A_s(y-d) = 0$	3.00cm
Moment d'inertie	$I = \frac{by^3}{3} + 15A_s(d-y)^2$	7683.75 cm ⁴
Coefficient	$K = M_{ser}/I$	122.59 MN/m ³
Contrainte dans le béton	$\sigma_b = K.y$	3.67MPa
Contrainte dans l'acier	$\sigma_s = 15K(d-y)$	275.84 MPa
Vérification de contrainte dans le béton	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28}$	3.67 < 15 vérifiée
Vérification de contrainte dans l'acier	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$	275.84 > 202 Non vérifiée

Alors on doit recalculer le ferrailage à l'état limite de service.

➤ **Ferrailage à l'état limite de service**

Moment de service réduit	$\mu = 30M_{ser}/b.d^2\bar{\sigma}_s$	0.043
Coefficient	$\lambda = 1 + \mu$	1.043
Coefficient	$\varphi = \arccos \lambda^{-3/2}$	20.18
Coefficient de la fibre neutre	$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos(240 + \varphi/3)$	0.19
Contrainte de béton	$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \leq 0.6 f_{c28}$	3.15 MPa
Section d'armature	$A_s = \frac{\alpha.b.d.\sigma_{bc}}{2\sigma_s} = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} b.d$	2.76 cm ²
Choix des sections commerciales des armatures		
Un lit Choix :	4 HA 12	$A_{st} =$ 4.52cm ²

➤ Tableau récapitulatif du ferrailage à L'ELS:

Tab. III.15: Tableau récapitulatif du ferrailage à L'ELS

	Sens « x »		Sens « y »	
	$M_{tx} = 9.42 \text{ KN.m}$	$M_{ax} = 5.54 \text{ KN.m}$	$M_{ty} = 7.08 \text{ KN.m}$	$M_{ay} = 4.17 \text{ KN.m}$
$A_{S \text{ calculée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	2.76	1.58	2.16	1.27
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	1.68	1.68	1.68	1.68
$A_{S \text{ choisie}} \text{ (cm}^2\text{)}$	4 HA 10 3.14	4HA 8 2.01	4 HA 10 3.14	4 HA 8 2.01

❖ La flèche :

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers.

D'après le **BAEL91** et **CBA93**, la vérification à la flèche est inutile si :

Vérification de la flèche			
$h / L > 1 / 16$	0.0985	0.0625	Vérifiée
$h / L > M_t / 10M_0$	0.0985	0.0850	Vérifiée
$A_s / b_0 d < 2.4 / f_e$	0.0017	0.0060	Vérifiée

❖ Schémas de ferrailage :

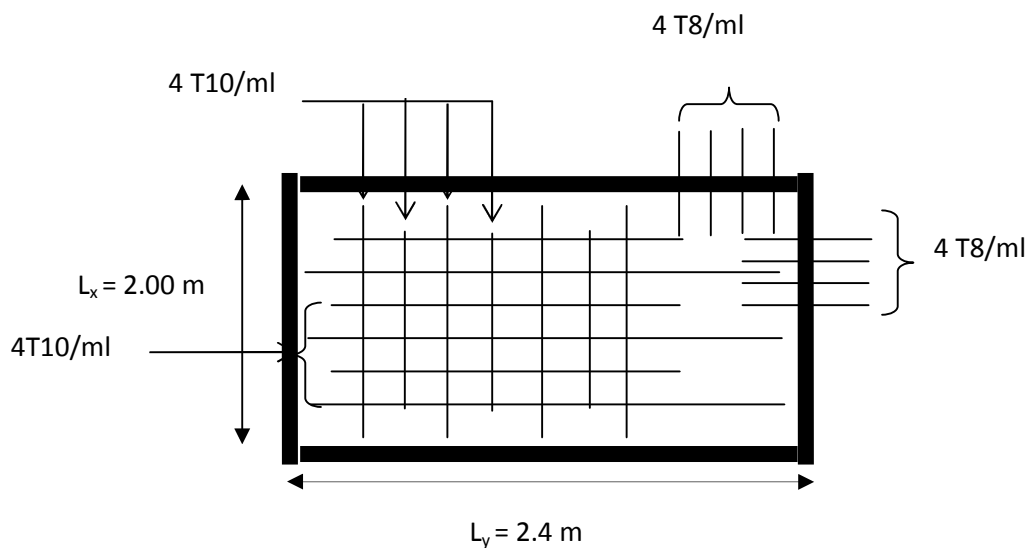
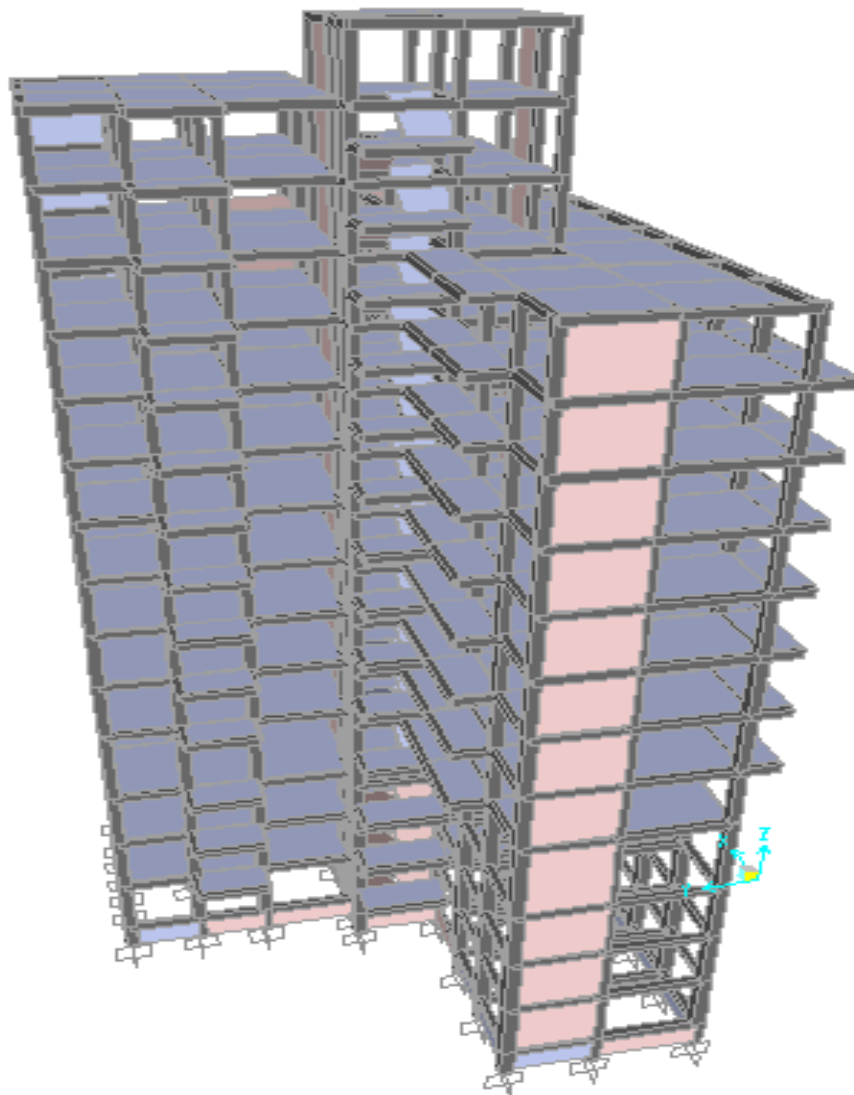


FIG. III.28 Schéma de ferrailage de la dalle au dessous de l'ascenseur.

CHAPITRE IV

ÉTUDE DYNAMIQUE



IV.1) Généralités sur les séismes

Les séismes sont parmi les phénomènes les plus dévastateurs et les plus horribles, ils sont de différentes origines : tectonique, volcanique, ou même déclenché par l'homme.

Les séismes d'origine tectonique sont les plus nombreux ; ils sont déclenchés dans la lithosphère (plaque tectonique) à des endroits de faibles résistances.

Les tensions engendrées dans les roches par les mouvements de plaque lithosphérique se traduisant par une accumulation d'énergie potentielle (énergie de déformation).

Le dépassement localisé de la capacité des roches à stocker l'énergie provoque une rupture qui progresse en suite rapidement d'une vitesse approximative de 04 Km/S ; suivant le chemin le moins résistant. L'équilibre statique du sous – sol est ainsi rompu et l'énergie de déformation emmagasinée dans les roches se libère brutalement sous forme de chaleur, par déformation permanente de la faille et pour une faible partie sous forme d'énergie cinétique qui se propage à travers le globe en tant qu'ondes sismique faisant trembler la terre à leur passage.

La prise en compte du risque sismique dans les constructions :

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour la quelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place. Elle doit s'appuyer sur trois points :

- Le respect de la réglementation Parasismique.
- La conception architecturale parasismique.
- La mise en œuvre adéquate.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée et à sa masse .La limitation de l'accélération peut se faire par une démarche réfléchiée en commençant par éviter le risque de résonance avec le sol et d'une manière générale en appliquant les trois principes de base de conception suivante :

- la recherche à maximiser la capacité des constructions à stocker l'énergie.
- la recherche à favoriser la capacité des constructions à dissiper de l'énergie.
- la recherche à favoriser la résistance mécanique.

On peut également utiliser des appuis parasismiques appelés isolateurs.

La réglementation parasismique

L'application des règles parasismiques actuelles concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives .Leur application est obligatoire pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf « 0 ».

Le calcul de la résistance aux séismes d'une structure ne la protège pas contre les grands mouvements de sol (effets induits par la secousse) qu'il convient d'éviter : liquéfaction du sol les glissements de terrains, l'effondrement, l'éboulement...etc.

La reconnaissance géotechnique du sol permet d'éviter les risques liés aux mouvements des fondations sous charge sismiques notamment : tassements, dislocation, glissement...etc.

La conception architecturale parasismique n'est pas obligatoire mais son rôle est fondamental dans la résistance des constructions aux séismes. Elle comprend trois volets :

La partie architecturale, la partie constructive, et le contreventement.

La partie architecturale

La forme des bâtiments est l'élément le plus important car elle peut éviter des désordres graves .elle devrait être aussi simple, symétrique et régulière que possible pour éviter des contraintes dévastatrices dues à la torsion d'ensemble.

Il est souhaitable que les variations de rigidité soient progressives en plan et en élévation et de fractionner les bâtiments à forme complexe par des joints parasismiques suffisamment larges afin d'éviter des collisions entre blocs voisins.

Le principe de non résonance entre le bâtiment et le sol pour éviter l'amplification de l'accélération.

La position du centre de gravité devrait être la plus basse possible avec une distribution uniforme des masses.

Les éléments d'architecture peuvent revêtir une importance primordiale dans le comportement dynamique de la structure s'ils sont mal positionnés ou mal dimensionnés.

La partie constructive

Il concerne le choix du système porteur et de sa disposition ; un choix judicieux va permettre de minimiser les coûts de la protection parasismique qui pour un ouvrage neuf ne devrait pas excéder 5% du prix du gros œuvre.

L'efficacité du comportement parasismique est directement liée à la nature du système porteur, les structures métalliques conviennent bien en toute zone, de même les ossatures en bois et celles en béton armé de type voile .Par contre certains systèmes tels que les maçonneries non chaînées ou non armées sont à proscrire, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques).

IV.2) Principes fondamentaux de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode statique équivalente.
- ✓ Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1) Méthode statique équivalente :

L'analyse statique équivalente du contreventement des bâtiments peut être effectuée, soit en modèle discontinu, soit en modèle continu.

Le premier est plus conforme à la réalité mais nécessite l'emploi d'un ordinateur ; le deuxième est moins conforme à la réalité mais permet la résolution approximative du problème avec des moyens de calcul plus modestes.

Le calcul par analyse statique équivalente est utilisé pour les structures de bâtiments considérés comme réguliers.

Les codes parasismiques modernes autorisent de conduire l'analyse de ces ouvrages sous les actions sismiques par des méthodes simplifiées ne prenant en compte que le mode fondamental de vibration dans deux directions perpendiculaires successives.

La forme de ces modes fondamentaux peut être soit spécifiée forfaitairement dans les codes, soit calculée de manière approchée.

L'analyse statique équivalente permet d'avoir des résultats conservatifs (pour les efforts, les contraintes ou les déplacements) par le fait que la masse totale en vibration est intégrée dans le mode fondamental.

On appelle mode fondamental de la structure (ou premier mode) le mode correspondant à la fréquence la plus basse.

IV.2.1.1) Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

IV.2.1.2) Calcul de la force sismique totale : (Article 4.2.3) RPA 99V2003 :

La force sismique totale "V", appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale, selon la formule :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad \text{RPA 99V2003 (Article 4.2.3)}$$

- ❖ **A** : Coefficient d'accélération de zone pris suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$\begin{cases} \text{zone IIa} \\ \text{groupe d'usage 2} \end{cases} \Rightarrow A_x = A_y = 0,15 \quad \text{RPA 99V2003 (Tableau 4.1)}$$

- ❖ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement (Tableau 4.3) RPA99/V2003.

On a un contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

- ❖ **Q** : Facteur de la qualité de la structure il est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_i^6 P_q \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

P_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité "q" est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau IV.1 :

Tab IV.1 : Valeurs des facteurs de qualité.

Critère "q"	Observé	Non observé
Conditions minimales sur les files de contreventement	N	0.05
Redondance en plan	N	0.05
Régularité en plan	N	0.05
Régularité en élévation	N	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	O	/
Contrôles de qualité de l'exécution	O	/
Total		0.20

❖ **W** : Poids total de la structure.

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_{Qi} : Surcharge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par (**Tableau 4.5**) du **RPA99/2003**

$\beta = 0.2 \rightarrow$ Usage d'habitation

$\beta = 0.6 \rightarrow$ Usage commercial.

❖ **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).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99V2003 (Formule 4.2)}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (Donnée par

Tableau 4.7 RPA 99/V2003).

$$\text{On a un sol meuble (Site S3)} \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \quad \text{RPA 99V2003 (Tableau 4.7)}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99V2003 (Formule 4.3)}$$

Où : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages (tableau 4.2).RPA99/V2003.

$$\begin{cases} \xi = 7\% \rightarrow \text{Construction auto - stable} \\ \xi = 10\% \rightarrow \text{contreventement par voiles} \end{cases}$$

Pour une construction mixte on prend la moyenne : $\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,82$$

T : Période fondamentale de la structure.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T H^{3/4} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} \end{cases} \quad \text{(Article 4.2.4) RPA 99/V2003.}$$

Avec : H est la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$H = 46.92 \text{ m.}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par (Tableau 4.6) RPA 99V2003.

$C_T = 0.05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé).

L : Dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$L_X = 22.12 \text{ m}$$

$$L_Y = 25.85 \text{ m}$$

$$T = \min \begin{cases} 0.05 \times 46.92^{3/4} = 0.89s \\ 0.09 \frac{46.92}{\sqrt{22.12}} = 0.89s \\ 0.09 \frac{46.92}{\sqrt{25.85}} = 0.83s \end{cases}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} T_x = 0.89s \\ T_y = 0.83s \end{cases}$$

D'où : $T = T_y = 0.83s$

Remarque : La période de vibration ne doit pas dépasser 130% de " T_y " i.e. $1.3 \times 0.83 = 1.07s$ (Voir (Article 4.2.4) RPA 99/V2003).

Calcul de "D" :

$$\text{On a : } \begin{cases} T_2 (= 0.5s) \leq T \leq 3s \Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \begin{cases} D_x = 1.17 \\ D_y = 1.23 \end{cases}$$

On a :

$$A = 0.15 \quad ; \quad D_x = 1.17 \quad ; \quad D_y = 1.23$$

$$Q = 1.20 \quad ; \quad R = 5$$

$$W = 59987.805 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{0.15 \times 1.17 \times 1.20}{5} \times 59987.805$$

$$V_y = \frac{0.15 \times 1.23 \times 1.20}{5} \times 59987.805$$

$$\Rightarrow \begin{cases} V_x = 2526.68 \text{ KN} \\ V_y = 2656.26 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.2.2) La méthode dynamique spectrale : (Article 4.3) RPA 99/V2003

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.2.2.1) Principe de la méthode :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représenté par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.2.2.2) Modélisation:

Les structures irrégulières en plan sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois (03) degrés de liberté (2 translations horizontales et une rotation d'axe verticale). Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des

rigidités et des masses de façon à prendre en compte tous les modes de déformation significatifs dans le calcul des forces d’inertie sismique (ex : contribution des zones nodale et des éléments non structuraux à la rigidité du bâtiment).

IV.2.2.3) Spectre de calcul :

L’action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad \text{(Article 4.3.3) RPA 99/V2003.}$$

Pour notre étude le spectre de repense est donné par le logiciel (**Spectre**).
Avec les données suivantes :

- La zone IIa.
- Groupe d’usage 2.
- Facteur de la qualité de la structure Q=1,25.
- Coefficient de comportement global de la structure R=5.
- Site meuble : S3.
- le pourcentage (%) d’amortissement critique $\xi = 8.5$

Les résultats sont illustrés dans le tableau suivant :

Tab IV.2. Résumé des résultats.

T	Sa/g	T	Sa/g	T	Sa/g	T	Sa/g	T	Sa/g
0.00	0.188	1.10	0.094	2.20	0.059	3.30	0.041	4.40	0.026
0.10	0.169	1.20	0.089	2.30	0.058	3.40	0.039	4.50	0.025
0.20	0.159	1.30	0.084	2.40	0.056	3.50	0.037	4.60	0.024
0.30	0.159	1.40	0.080	2.50	0.055	3.60	0.036	4.70	0.023
0.40	0.159	1.50	0.077	2.60	0.053	3.70	0.034	4.80	0.022
0.50	0.159	1.60	0.073	2.70	0.052	3.80	0.033	4.90	0.021
0.60	0.141	1.70	0.071	2.80	0.051	3.90	0.031	5.00	0.021
0.70	0.127	1.80	0.068	2.90	0.049	4.00	0.030		
0.80	0.117	1.90	0.065	3.00	0.048	4.10	0.029		
0.90	0.108	2.00	0.063	3.10	0.046	4.20	0.028		
1.00	0.100	2.10	0.061	3.20	0.043	4.30	0.027		

a) Schéma du spectre de calcul :

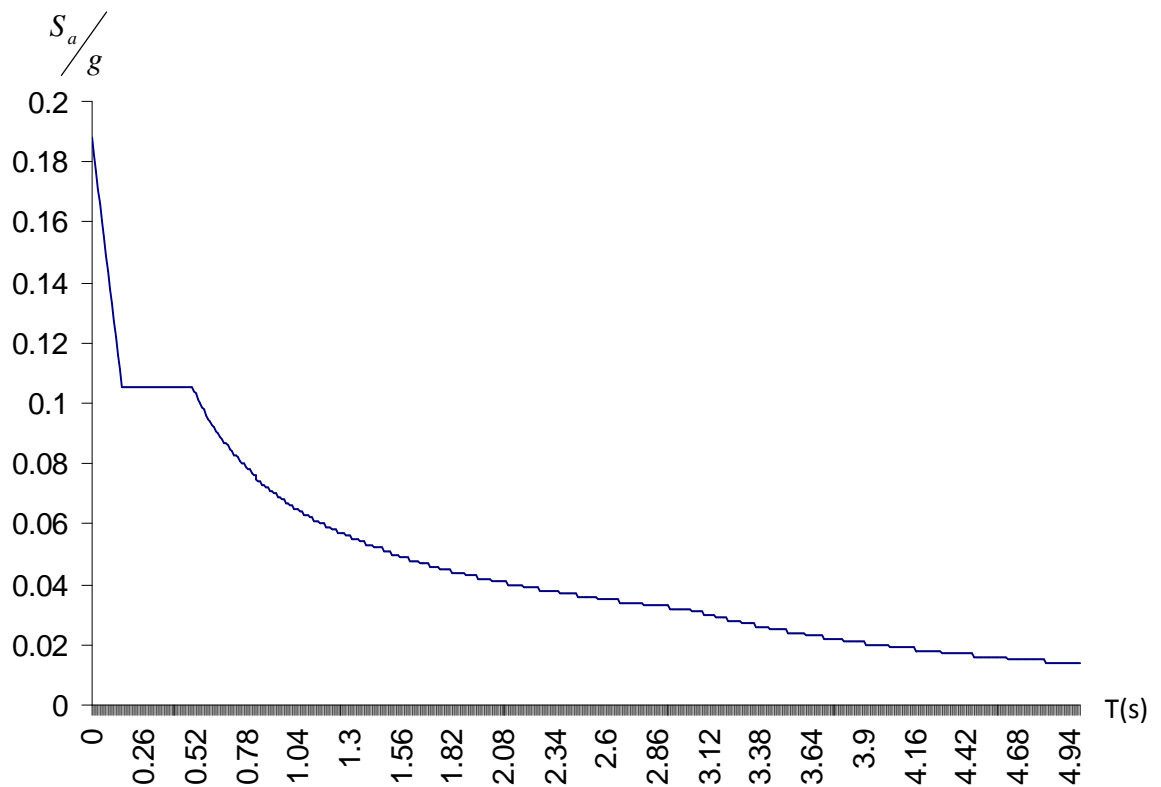


Figure IV.1 : Spectre de réponse

L'action sismique doit être appliquée dans toutes les directions jugées déterminantes pour le calcul des forces sismiques ainsi que les directions qui leurs sont perpendiculaires, compte tenu de la configuration en plan de la structure. Pour les structures ayant leurs éléments de contreventements distribués le long de deux directions orthogonales, ces deux directions sont à retenir comme directions d'excitation.

IV.3) Modélisation de la structure par le logiciel SAP2000 V 14.2.2

IV. 3.1) Description du logiciel :

Le SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrages 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, charpente métallique ...

Le logiciel facilite considérablement l'interprétation des résultats en offrant notamment la possibilité de visualiser : La déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppées, les champs de contraintes, les modes propres de vibration...

Ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

IV. 3.2) La modélisation :

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation de façon totalement graphique, numérique ou combinée en utilisant les innombrables outils disponibles.

Les étapes de modélisation sont :

- Choix d'un modèle de structure spatiale à partir de la bibliothèque du SAP2000.
- Changer les longueurs des GRID LINES.
- Définition des matériaux et des sections.
- Définition des cas de charge dynamique spectrale.
- Définition des combinaisons de charge.
- Spécification des conditions d'appuis.
- Introduction des masses des planchers pour le calcul dynamique dans le sens horizontal X.Y.
- Spécification des différentes charges.

Après ces étapes on fait l'analyse par la commande RUN et finalement l'interprétation des résultats.

IV. 3.3) Exigences du RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes :

D'après l'article (3.4.4.a), les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions 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.

D'après l'article (4.2.4), les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

D'après l'article (4.3.4), les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

IV.4) Interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99/Version 2003, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés et on a opté pour la disposition qui suit.

Les modes de vibration et la disposition des voiles sont montrés sur les figures suivantes :

IV.4.1) Dispositions des voiles :

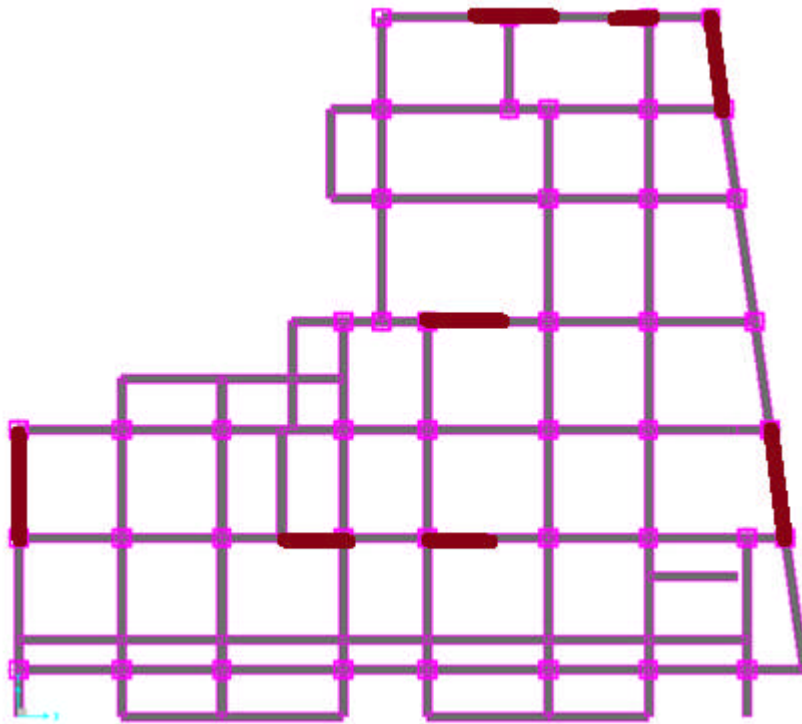


Fig. IV. 2 : dispositions des voiles.

IV.4.2) Comportement de la structure :

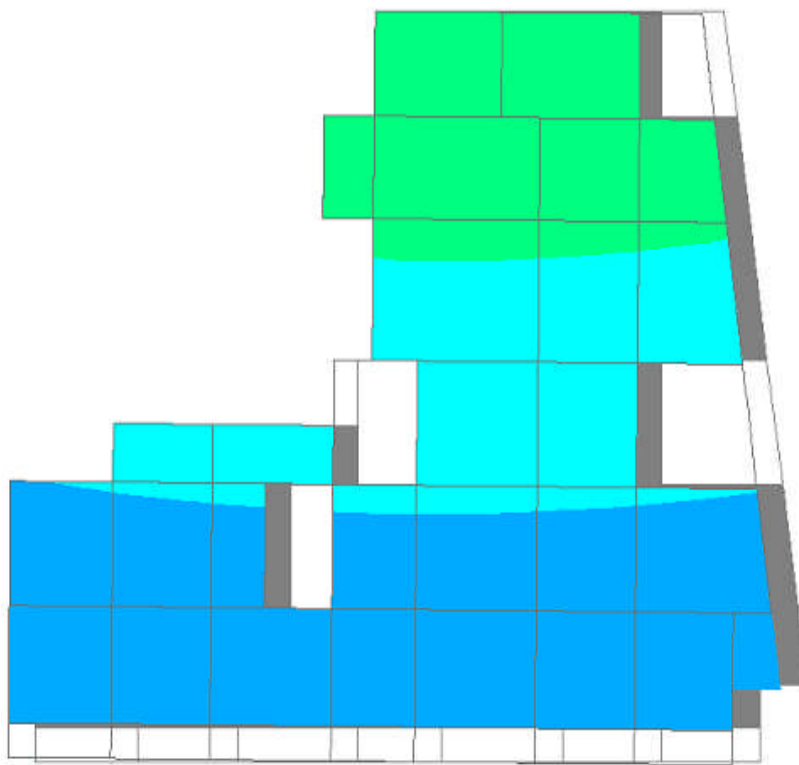


Fig. IV.3 : mode1 translation suivant l'axe X-X.

$$T=1.071169$$

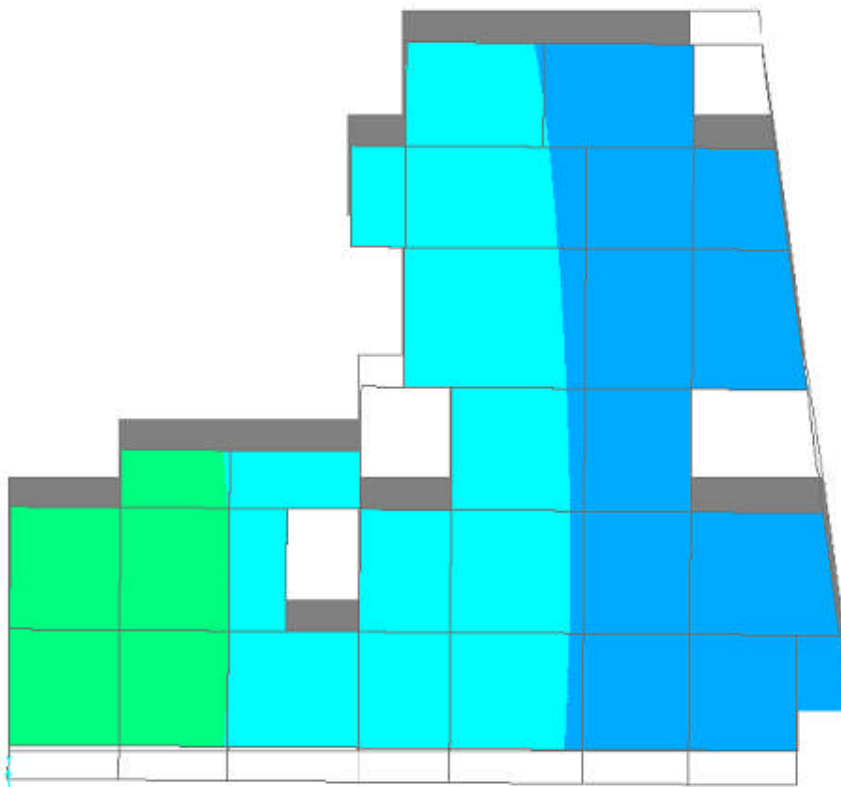


Fig. IV.4 : mode2 translation suivant l'axe Y-Y.

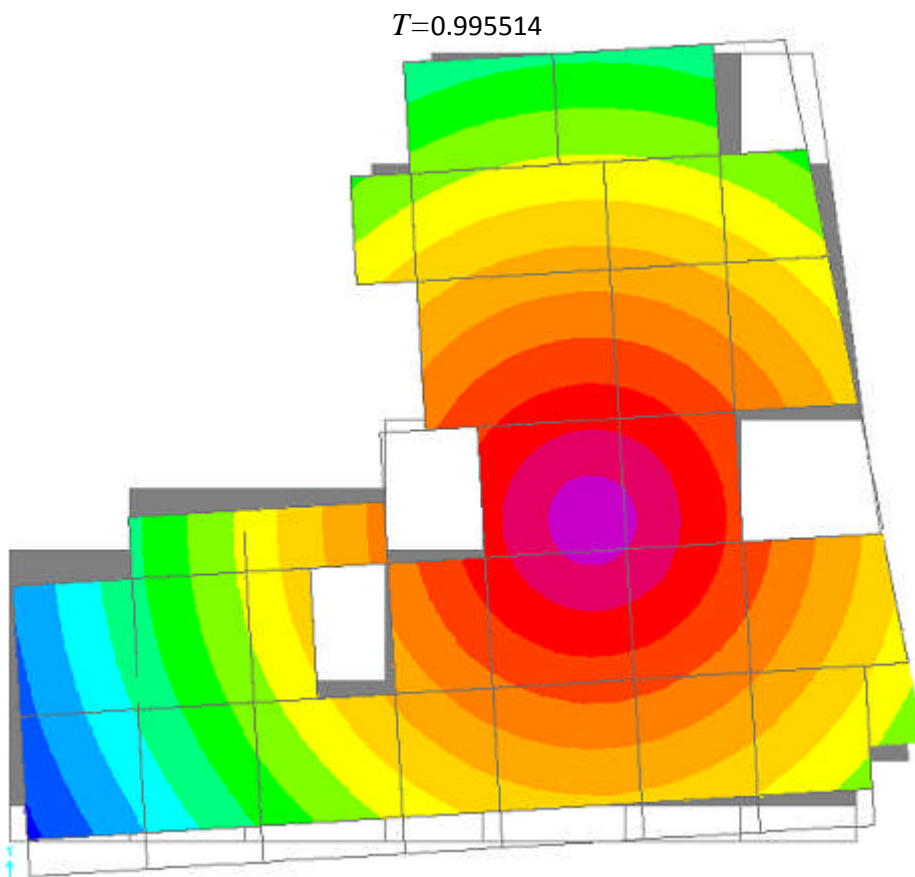


Fig. IV.5 : mode 3, torsion suivant l'axe Z-Z.

$T=0.828031$

IV.4. 3) Périodes de vibration et taux de participation massique :

Tab. IV.3: Périodes de vibration et taux de participation massique.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.071169	0.71373	0.00406	0.000001886	0.71373	0.00406
MODAL	Mode	2	0.995514	0.00282	0.67755	0.00003351	0.71655	0.6816
MODAL	Mode	3	0.828031	0.00175	0.03603	0.00001672	0.71831	0.71763
MODAL	Mode	4	0.335444	0.08806	0.00024	0.0000535	0.80636	0.71788
MODAL	Mode	5	0.296616	5.286E-07	0.08879	0.0004	0.80636	0.80666
MODAL	Mode	6	0.229571	0.00046	0.00553	0.00003619	0.80683	0.81219
MODAL	Mode	7	0.223417	0.00011	0.00051	0.00354	0.80694	0.8127
MODAL	Mode	8	0.191179	0.01609	0.00023	0.00001833	0.82303	0.81293
MODAL	Mode	9	0.15835	0.00791	0.02145	0.00007082	0.83093	0.83438
MODAL	Mode	10	0.13053	0.03632	0.00795	0.00009578	0.86725	0.84232
MODAL	Mode	11	0.121436	0.00004039	0.00004994	0.00037	0.86729	0.84237
MODAL	Mode	12	0.10991	0.000001301	0.00806	0.34455	0.86729	0.85044
MODAL	Mode	13	0.10902	0.00008931	0.01154	0.2204	0.86738	0.86197
MODAL	Mode	14	0.107954	0.000006102	0.00188	0.02244	0.86739	0.86386
MODAL	Mode	15	0.105166	0.00001237	0.00005177	0.0019	0.8674	0.86391
MODAL	Mode	16	0.102443	0.00049	0.00951	0.01963	0.86789	0.87342
MODAL	Mode	17	0.097001	0.00076	0.00144	0.00879	0.86865	0.87987
MODAL	Mode	18	0.093552	0.02606	0.0007	0.00019	0.8947	0.88432
MODAL	Mode	19	0.091738	0.000000108	0.00007483	0.02328	0.8947	0.88433
MODAL	Mode	20	0.091	0.000007096	0.00017	0.0794	0.8947	0.88433

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences deux et trois du RPA99-2003(Art.4-3-4) sont vérifiées.

IV.4.4) Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux (IV.4) et (IV.5) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

IV.4.4.1) Sous charges verticales :

Pour des structures contreventées par un système mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des charges verticales.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tab. IV.4: Vérification de l'interaction sous charges verticales.

Niveau	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris	
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
Entre- sol 01	61165.009	12227.714	83.33	16.67
Entre- sol 02	57171.087	11901.081	82.77	17.23
Entre- sol 03	53050.03	11007.042	82.81	17.19
RDC	49356.045	10206.89	82.86	17.14
1 ^{er} étage	45006.282	8657.489	83.86	16.14
2 ^{ème} étage	39797.958	7723.643	83.74	16.26
3 ^{ème} étage	34312.518	7013.667	83.02	16.98
4 ^{ème} étage	29130.512	6149.753	82.56	17.44
5 ^{ème} étage	23279.498	5356.11	81.29	18.71
6 ^{ème} étage	18870.463	4420.674	81.01	18.99
7 ^{ème} étage	14041.838	3314.615	80.90	19.10
8 ^{ème} étage	9229.695	2217.527	80.62	19.38
9 ^{ème} étage	5033.514	1360.275	78.73	21.27
10 ^{ème} étage	2399.239	835.461	74.17	25.82
11 ^{ème} étage	433.732	291.278	59.82	40.18

D'après le tableau IV.4, on voit bien que l'interaction sous charges verticales est vérifiée, sauf pour les trois derniers étages.

IV.4.4.2) Sous charges horizontales :

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tab. IV.5: Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

Niveau	Sens xx				Sens yy			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
Entre- sol 01	1225.154	1182.58	50.88	49.12	1112.897	972.408	53.36	46.64
Entre- sol 02	1174.627	942.594	55.47	44.53	1096.214	822.955	57.11	42.89
Entre- sol 03	1345.802	888.093	60.24	39.76	1227.153	636.238	65.85	34.15
RDC	1369.193	924.653	59.68	40.32	1224.128	749.631	62.02	37.98
Etage 1	1717.505	498.082	77.51	22.49	1779.766	298.63	85.63	14.37
Etage 2	1700.143	401.514	80.89	19.11	1891.196	147.071	92.78	7.22
Etage 3	1486.528	449.574	76.77	23.23	1566.87	245.275	86.46	13.54
Etage 4	1410.191	349.123	80.15	19.85	1533.52	157.428	90.68	9.32
Etage 5	1103.725	424.517	72.22	27.78	1319.215	155.168	89.47	10.53
Etage 6	1036.311	294.367	77.87	22.13	1262.202	99.496	92.69	7.31
Etage 7	833.71	250.75	76.87	23.13	936.095	120.675	88.58	11.42
Etage 8	707.214	105.322	87.03	12.97	885.726	151.514	85.39	14.61
Etage 9	318.097	96.674	76.69	23.31	541.909	52.352	91.19	8.81
Etage 10	212.665	69.538	75.35	24.64	365.943	156.69	70.01	29.99
Etage 11	91.089	78.217	53.80	46.20	72.195	5.819	92.54	7.45

D'après les résultats obtenus ci-dessus on voit bien que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée, car d'après le RPA les portiques doivent reprendre au moins 25 % des charges horizontales et le reste sera repris par les voiles

IV.4.5 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon (Article 4.3.6) RPA99V2003, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente.

Tab. IV.6: Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	2526.68	2021.34	2697.575	vérifié
Sens yy	2656.26	2125.008	2679.607	vérifié

On voit bien que $V_{dyn} > 0.8V_{st}$.

Si $V_{dyn} < 0.80 V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V / V_t$.

IV.4.6 Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad (\text{Article 7.1.3.3) RPA99/V2003.}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton.

Tab. IV.7 : Vérification de l'effort normale réduit.

Niveau	Section adoptée (cm ²)	N (KN)	v	Observation
Entre- sol 01	55*55	2252.489	0.2978	vérifié
Entre- sol 02	55*55	2132.092	0,2819	vérifié
Entre- sol 03	55*50	1936.601	0.2816	vérifié
RDC	55*50	1765.08	0.2567	vérifié
Etage 1	50*50	1545.98	0,2473	vérifié
Etage 2	50*50	1363.398	0,2181	vérifié
Etage 3	50*45	1189.022	0,2113	vérifié
Etage 4	50*45	1024.01	0 ,1820	vérifié
Etage 5	45*45	866.378	0,1711	vérifié
Etage 6	45*45	725.543	0,1433	vérifié
Etage 7	45*40	585.58	0,1301	vérifié
Etage 8	45*40	448.22	0,0996	vérifié
Etage 9	40*40	328.138	0.0820	vérifié
Etage 10	40*40	198.997	0.0497	vérifié
Etage 11	40*40	99.608	0.0249	vérifié

IV.4.7) Justification vis-à-vis de déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad (\text{Article 4.4.3) RPA99/V2003.}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égale à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Article 4.4.3) RPA99/V2003.}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10) RPA99/V2003.**

Tab. IV.8: Vérification des déplacements relatifs.

Plancher N° :	δ_{ek} (cm)		R	$R \times \delta_{ek}$ (cm)		Δ_k (cm)		h_k (cm)	1% h_k (cm)
	δ_{ekx} (sens xx)	δ_{eky} (sens yy)		$R \times \delta_{ekx}$	$R \times \delta_{eky}$	Δ_{kx}	Δ_{ky}		
15	2.102	2.288	5	10.51	11.44	0.47	0.45	306	3.06
14	2.009	2.199	5	10.04	10.99	0.46	0.06	306	3.06
13	1.917	2.187	5	9.58	10.93	0.02	0.57	306	3.06
12	1.913	2.072	5	9.56	10.36	0.29	0.73	306	3.06
11	1.854	1.926	5	9.27	9.63	0.57	0.80	306	3.06
10	1.741	1.767	5	8.70	8.83	0.63	0.85	306	3.06
9	1.614	1.597	5	8.07	7.98	0.71	0.90	306	3.06
8	1.472	1.416	5	7.36	7.08	0.76	0.95	306	3.06
7	1.321	1.227	5	6.60	6.13	0.82	0.97	306	3.06
6	1.156	1.032	5	5.78	5.16	0.88	0.98	306	3.06
5	0.980	0.836	5	4.9	4.18	1.07	1.00	306	3.06
4	0.767	0.636	5	3.83	3.18	1.44	1.30	408	4.08
3	0.479	0.376	5	2.39	1.88	1.00	0.83	306	3.06
2	0.278	0.210	5	1.39	1.05	1.29	0.63	306	3.06
1	0.021	0.083	5	0.10	0.41	0.10	0.41	306	3.06

Les résultats montrent que les déplacements relatifs entre étage sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

IV.4.8) Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

Les effets de second ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \quad (\text{Article 5.9) RPA99/V2003.}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + W_{Qi}) \quad (\text{Article 5.9}) \text{ RPA99/V2003.}$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur d'étage (k).

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: Les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$.

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionner.

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Tab. IV.9: Vérification des effets P- Δ .

Plancher N°	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)
15	46.92	306	448.301	0.47	169.306	0.004	0.45	78.014	0.008
14	43.86	306	2368.18	0.46	282.203	0.012	0.06	522.633	0.0008
13	40.89	306	4799.228	0.02	414.771	0.0007	0.57	594.261	0.015
12	37.74	306	8771.89	0.29	812.536	0.010	0.73	1037.24	0.020
11	34.68	306	13232.996	0.57	1084.46	0.022	0.80	1056.77	0.032
10	31.62	306	17765.874	0.63	1330.678	0.027	0.85	1361.698	0.036
9	28.56	306	22289.944	0.71	1528.242	0.033	0.90	1474.383	0.044
8	25.50	306	26885.226	0.76	1759.314	0.037	0.95	1690.948	0.049
7	22.44	306	31472.22	0.82	1936.102	0.043	0.97	1812.145	0.055
6	19.38	306	36139.394	0.88	2101.657	0.049	0.98	2038.267	0.056
5	16.32	306	40787.122	1.07	2215.587	0.064	1.00	2078.396	0.064
4	13.26	408	45364.068	1.44	2293.846	0.069	1.30	1973.759	0.073
3	09.18	306	47785.332	1.00	2234.195	0.069	0.83	1863.391	0.069
2	6.12	306	52012.186	1.29	2117.221	0.099	0.63	1919.169	0.055
1	3.06	306	58196.058	0.10	2407.734	0.007	0.41	2085.305	0.037

On remarque que les valeurs de θ_k sont inférieures à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

CHAPITRE V

ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAUX

V.1) Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.2) Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

- 1) $1.35G + 1.5Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8 G + E$
- 6) $0.8G-E$

RPA 99/2003(Article 5.2.)

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

1. $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

V.2.1) Recommandations du RPA99V2003:**V.2.1.1) Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone IIa.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- 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.1.1.1

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

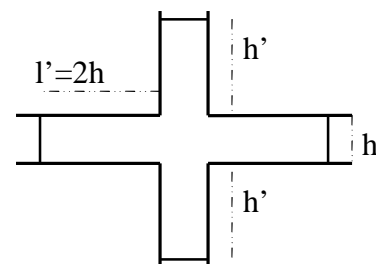


Fig. V.1 : Zone nodale.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tab. V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre -sol 01	55*55	24	121	181
Entre- sol 02	55*55	24	121	181
Entre- sol 03	55*50	22	110	165
RDC	55*50	22	110	165
Etage 1	50*50	20	100	150
Etage2	50*50	20	100	150
Etage 3	50*45	18	90	135
Etage 4	50*45	18	90	135
Etage 5	45*45	16.2	81	121.5
Etage 6	45*45	16.2	81	121.5
Etage 7	45*40	14.4	72	108
Etage 8	45*40	14.4	72	108
Etage9	40*40	12.8	64	96
Etage 10	40*40	12.8	64	96
Etage 11	40*40	12.8	64	96

V.2.1.2) Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

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 de rupture fragile 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 dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

✓ **Dans la zone nodale :** $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$ En zone IIa

✓ **Dans la zone courante :** $t \leq 15\phi_l$ En zone IIa

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 $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{min} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement 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 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 $10\phi_t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2) Les sollicitations dans les poteaux :

- On prendra un exemple de calcul des poteaux du sous sol 01 et le reste des poteaux en les ferraillera par le logiciel sapp2000.14.2.2.

Tab. V.2: Les sollicitations dans les poteaux du entre-sol 01.

Niveaux	$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{max} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Entre - sol 01	773.742	7.46	81.14	-536.229	2206.169	-19.07

V.2.3) Ferrailage des poteaux :

V.2.3.1) Les armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans des tableaux.

– Exemple de calcul :

Soit à calculer les poteaux rectangulaires le plus sollicité du sous sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{max} = 773.7428 \text{KN}$ $\rightarrow M_{cor} = 7.46 \text{KN.m}$ (ELU)
- $M_{max} = 81.14 \text{KN.m}$ $\rightarrow N_{cor} = -536.22 \text{KN}$ (G+Q+E)
- $N_{min} = 2206.169 \text{KN}$ $\rightarrow M_{cor} = -19.07 \text{KN.m}$ (0.8G+E)

a) Calcul sous N_{max} et M_{cor} :

$d = 0.50 \text{m}; \quad d_0 = 0.05 \text{m}$

$N = 773.7428 \text{KN}$ (compression)

$M = 7.46 \text{KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.01 \text{m}$

$e_G < h/2 = 0.55/2 = 0.275 \text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - MA \geq (0.337h - 0.81 \times d_0) b h f_{bu} \dots (I)$$

$$MA = M + N \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 7.46 + 773.742 \times (0.5 - 0.275) = 181.55 \text{ KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 773.742 \times 10^{-3} \times (0.5 - 0.05) - 181.55 \times 10^{-3} \geq (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.05) \times 0.55^2 \times 14.2$$

$$(I) \Rightarrow 0.17 \leq 0.622 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_u = M_A / (b \times d^2 \times f_{bu}) = 181.55 \times 10^{-3} / (0.55 \times 0.5^2 \times 14.2)$$

$$\mu_u = 0.092 < \mu_l = 0.3916$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_u}\right)$$

$$\alpha = 0.121$$

$$Z = d \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.47 \text{ m}$$

$$A_S = M_u / (Z \times f_{su})$$

$$A_S = 10.96 \text{ cm}^2$$

b) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M_{max} = 81.14 \text{ KN.m} , \quad N_{cor} = -536.22 \text{ KN} \quad \Rightarrow e_G = 0.15 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$(I) \Rightarrow 0.039 < 0.622 \text{ non vérifiée} \quad \Rightarrow \text{calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 0.201 \text{ MN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.10 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.136 \rightarrow z = 0.47 \text{ m} \rightarrow A_S = 12.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

c) Calcul sou N_{min} et M_{cor} :

$$N_{min} = 2206.169 \text{ KN}, \quad M_{cor} = -19.07 \text{ KN.m} \Rightarrow e_G = 0.008 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$$(I) \Rightarrow 0.51 < 0.622 \text{ non vérifiée} \quad \Rightarrow \text{Calcul d'une section partiellement comprimée.}$$

$$M_A = 0.477 \text{ MN.m} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.20 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.35 \rightarrow z = 0.43 \text{ m} \rightarrow A_S = 31.97 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Les Tableaux V.1.3.1.1 et V.1.3.2.1 résument le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Les Résultats de ferrillages des poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.3: Les Armatures longitudinales dans les poteaux.

Niveaux	sections	A_{sapp}	A_{RPA}	A_{adap}	barres
Entre- sol 01	55×55	30.25	24	32.17	16T16
Entre- sol 02	55×55	30.25	24	32.17	16T16
Entre- sol 03	55×50	27.00	22	32.17	16T16
RDC	55×50	27.00	22	32.17	16T16
Etage 1	50×50	25.00	20	26.52	4T16+12T14
Etage2	50×50	25.00	20	26.52	4T16+12T14
Etage 3	50×45	22.50	18	26.52	4T16+12T14
Etage 4	50×45	22.50	18	26.52	4T16+12T14
Etage 5	45×45	20.25	16.2	24.63	16T14
Etage 6	45×45	20.25	16.2	24.63	16T14
Etage 7	45×40	18.00	14.4	18.47	12T14
Etage 8	45×40	18.00	14.4	18.47	12T14
Etage9	40×40	16.00	12.8	18.47	12T14
Etage 10	40×40	16.00	12.8	18.47	12T14
Etage 11	40×40	16.00	12.8	18.47	12T14

V.2.3.2) Les armatures transversales :

Les tableaux ci-après résument les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tab. V.4: Les Armatures transversales dans les poteaux

Section n cm ²	ϕ_{max} x cm	lf cm	λg	Vd KN	t zone nodale	t zone courante	At cm ²	A _{min} cm ²	At _{opt} cm ²	nbre de barres
55*55	1.6	306	5.56	105.1	10	15	2.46	2.475	2.58	2T10+2T8
55*55	1.6	306	5.56	99.04	10	15	2.32	2.475	2.58	2T10+2T8
55*50	1.6	306	6.12	92.37	10	15	2.16	2.475	2.58	2T10+2T8
55*50	1.6	408	8.16	90.91	10	15	1.60	2.250	2.58	2T10+2T8
50*50	1.6	306	6.12	88.13	10	15	2.06	2.250	2.58	2T10+2T8
50*50	1.6	306	6.12	83.22	10	15	1.95	2.250	2.58	2T10+2T8
50*45	1.6	306	6.80	69.46	10	15	1.63	2.025	2.58	2T10+2T8
50*45	1.6	306	6.80	68.63	10	15	1.61	2.025	2.58	2T10+2T8
45*45	1.4	306	6.80	64.02	10	15	1.50	2.025	2.58	2T10+2T8
45*45	1.4	306	6.80	61.03	10	15	1.43	2.025	2.58	2T10+2T8
45*40	1.4	306	7.65	50.76	10	15	1.19	1.80	2.07	2T10+1T8
45*40	1.4	306	7.65	44.67	10	15	1.04	1.80	2.07	2T10+1T8
40*40	1.2	306	7.65	35.90	10	15	0.84	1.80	2.07	2T10+1T8
40*40	1.2	306	7.65	35.13	10	15	0.82	1.80	2.07	2T10+1T8
40*40	1.2	306	7.65	31.40	10	15	0.73	1.80	2.07	2T10+1T8

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \phi^{\max}/3 \rightarrow 16/3=5.33\text{mm} \rightarrow \text{condition vérifié}$$

V.2.4) Vérifications

V.2.4.1) Vérification au flambement :

Selon **BAEL91 (Article 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 que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

- **Critère de la stabilité de forme :**

Le poteau le plus élancé : ($l_0=4.08$ m).

On doit vérifier que : $N_{\max} < N_u$

Avec :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad (\text{Article : B.8.4.1})$$

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.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : Longueur de flambement.

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec : $\begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

Les résultats de vérification des poteaux au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.5: Vérification de l'effort normale ultime.

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
Entre-sol01	55*55	3.06	2.142	16.65	12.86	0.827	32.17	2809	2206.16	6175.34
Entre sol02	55*55	3.06	2.142	16.65	12.86	0.827	32.17	2809	1966.07	6175.34
Entre-sol03	55*50	3.06	2.142	15.87	13.49	0.825	32.17	2544	1744.76	5684.60
RDC	55*50	4.08	2.856	15.87	13.49	0.825	32.17	2544	1554.76	5684.60
Etage1	50*50	3.06	2.142	14.43	14.84	0.820	26.52	2304	1365.02	5069.18
Etage2	50*50	3.06	2.142	14.43	14.84	0.820	26.52	2304	1202.08	5069.18
Etage3	50*45	3.06	2.142	14.43	14.84	0.820	26.52	2064	1045.07	4624.74
Etage4	50*45	3.06	2.142	14.43	14.84	0.820	26.52	2064	908.81	4624.74
Etage5	45*45	3.06	2.142	12.99	16.48	0.812	24.63	1894	755.31	4252.73
Etage6	45*45	3.06	2.142	12.99	16.48	0.812	24.63	1894	644.73	4252.73
Etage7	45*40	3.06	2.142	12.99	16.48	0.812	15.21	1634	519.08	3486.19
Etage8	45*40	3.06	2.142	12.99	16.48	0.812	15.21	1634	394.14	3486.19
Etage9	40*40	3.06	2.142	11.54	18.56	0.804	13.57	1444	284.42	3084.71
Etage10	40*40	3.06	2.142	11.54	18.56	0.804	13.57	1444	171.69	3084.71
Etage11	40*40	3.06	2.142	11.54	18.56	0.804	13.57	1444	88.53	3084.71

$$N_{\max} < N_u \Rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

V.2.4.2) Vérification des contraintes :

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 :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

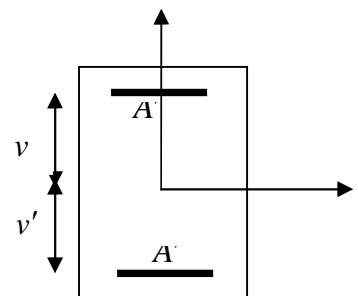


Fig. V.2 : Section d'un poteau.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

Niveau	Section (cm ²)	d (cm)	A (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN)	σ (MPa)	σ̄ (MPa)
Entre- sol 01	55*55	49.5	32.17	30.52	24.48	0.00964	1634.20	14.13	5.40	15
Entre- sol 02	55*55	49.5	32.17	30.52	24.48	0.00964	1456.30	33.92	4.82	15
Entre- sol 03	55*50	49.5	32.17	30.78	24.22	0.00891	1292.41	25.62	4.77	15
RDC	55*50	49.5	32.17	30.78	24.22	0.00891	1151.68	25.31	4.70	15
Etage1	50*50	45	26.52	27.73	22.27	0.00658	1011.127	32.85	4.19	15
Etage2	50*50	45	26.52	27.73	22.27	0.00658	890.436	34.61	3.58	15
Etage3	50*45	45	26.52	28.00	22.00	0.00603	774.130	14.97	3.45	15
Etage4	50*45	45	26.52	28.00	22.00	0.00603	673.199	15.93	2.99	15
Etage5	45*45	40.5	24.63	25.27	19.73	0.00442	574.304	13.41	2.84	15
Etage6	45*45	40.5	24.63	25.27	19.73	0.00442	479.063	14.65	2.37	15
Etage7	45*40	40.5	15.21	24.52	20.48	0.00369	384.509	13.31	2.14	15
Etage8	45*40	40.5	15.21	24.52	20.48	0.00369	291.956	14.30	1.62	15
Etage9	40*40	36	13.57	21.80	18.20	0.00259	210.687	16.21	1.32	15
Etage10	40*40	36	13.57	21.80	18.20	0.00259	127.182	30.72	0.80	15
Etage11	40*40	36	13.57	21.80	18.20	0.00259	65.580	13.74	0.41	15

Du tableau ci- dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$ donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.2.4.3) Vérification aux sollicitations tangentielles :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99/V2003 (Article 7.4.3.2)}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.

niveau	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\bar{\tau}_{adm}$ MPa	observ
Entre- sol 01	55*55	2.142	5.56	0.075	50	105.1	0.38	1.85	vérifiée
Entre- sol 02	55*55	2.142	5.56	0.075	50	99.04	0.36	1.85	vérifiée
Entre- sol 03	55*50	2.142	6.12	0.075	50	92.37	0.37	1.85	vérifiée
RDC	55*50	2.856	8.16	0.075	50	90.91	0.36	1.85	vérifiée
Etage1	50*50	2.142	6.12	0.075	45	88.13	0.39	1.85	vérifiée
Etage2	50*50	2.142	6.12	0.075	45	83.22	0.37	1.85	vérifiée
Etage3	50*45	2.142	6.80	0.075	45	69.46	0.34	1.85	vérifiée
Etage4	50*45	2.142	6.80	0.075	45	68.63	0.33	1.85	vérifiée
Etage5	45*45	2.142	6.80	0.075	40	64.02	0.35	1.85	vérifiée
Etage6	45*45	2.142	6.80	0.075	40	61.03	0.34	1.85	vérifiée
Etage7	45*40	2.142	7.65	0.075	40	50.76	0.31	1.85	vérifiée
Etage8	45*40	2.142	7.65	0.075	40	44.67	0.28	1.85	vérifiée
Etage9	40*40	2.142	7.65	0.075	35	35.90	0.26	1.85	vérifiée
Etage10	40*40	2.142	7.65	0.075	35	35.13	0.25	1.85	vérifiée
Etage11	40*40	2.142	7.65	0.075	35	31.40	0.22	1.85	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.4.4) Disposition constructive des poteaux

▪ Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \cdot \Phi$ en zone II

$\Phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 16 = 64\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 70\text{cm}$

Les zones nodales

La zone nodale est définie par h'

et $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

- On opte $h' = 60\text{ cm}$ pour tous les étages.

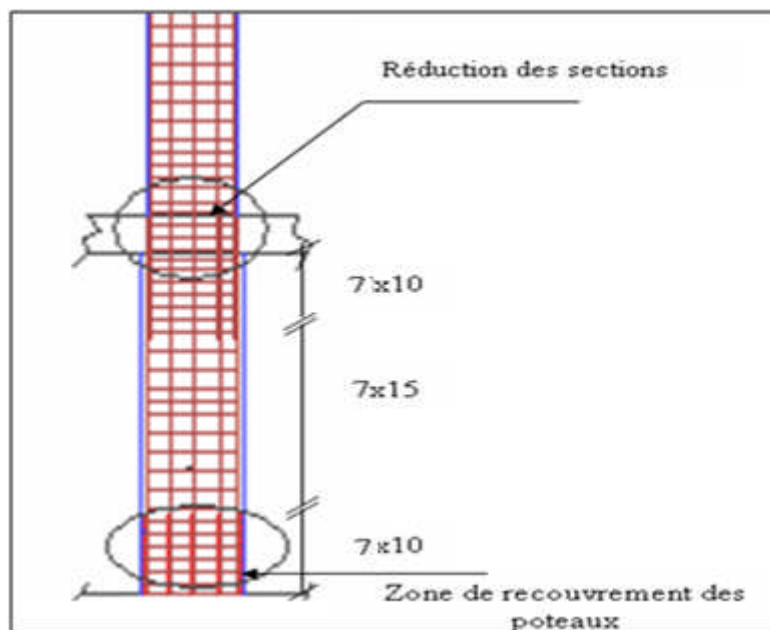


Fig. V.3: Zone de recouvrement

V.2.5) Schémas de ferrailages des poteaux :

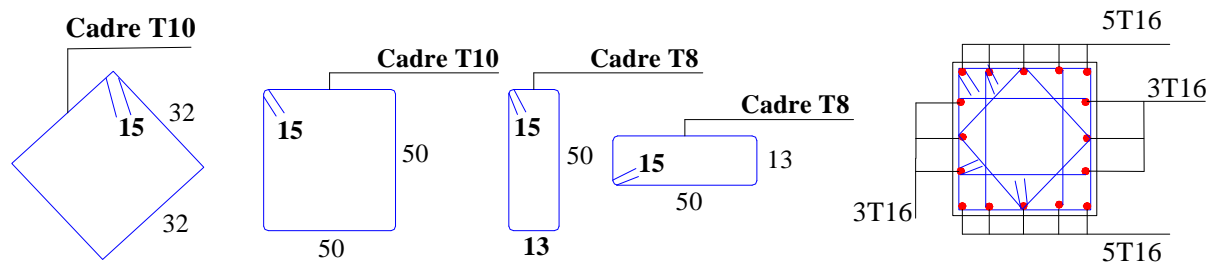


Fig. V.4: Schéma de ferrailage des poteaux des entres sol 01, 02, 03 et RDC

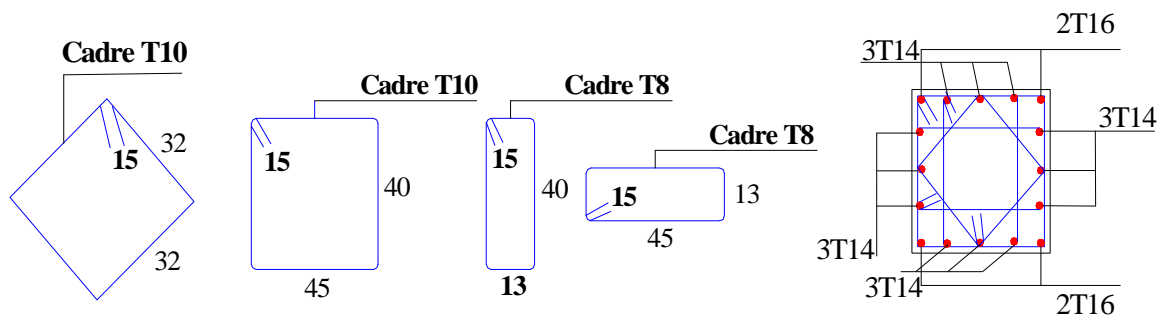


Fig. V5: Schéma de ferrailage des poteaux étage 01, 02, 03 et 04

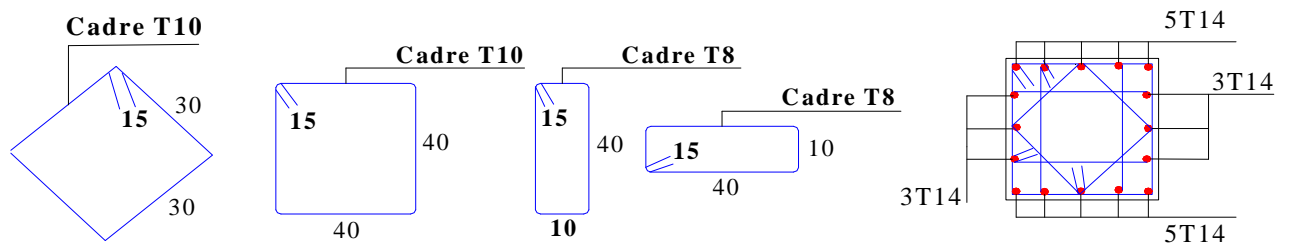


Fig. V.6: Schéma de ferrailage des poteaux étage 05 et 06

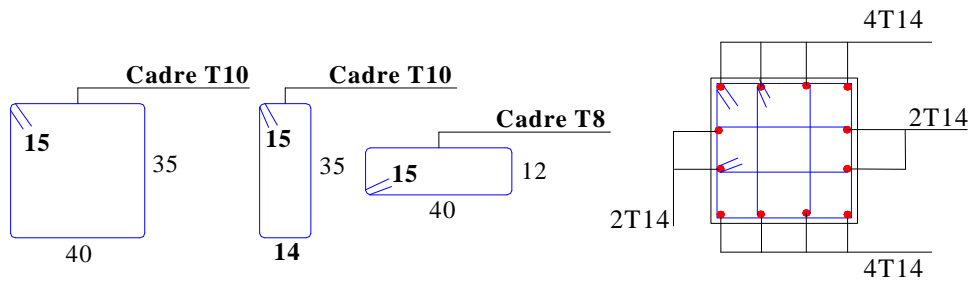


Fig. V.7: Schéma de ferrailage des poteaux étage 07 et 08

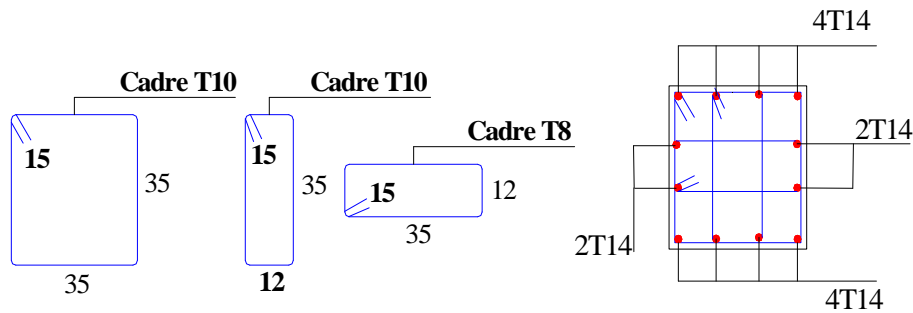


Fig. V.8: Schéma de ferrailage des poteaux étage 09, 10 et 11

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 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 RPA99/2003 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 RPA99/2003 suivantes :

- $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- $G + Q$
- $G + Q + E$
- $G + Q - E$
- $0.8 \times G + E$
- $0.8 \times G - E$

RPA99/V2003 (Article 5.2)

V.3.1) Recommandation du RPA99/V2003.

V.3.1.1) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V.3.1.2) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l)$: dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.2) Ferrailage des poutres

V.3.2.1) Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tab. V.8: les sollicitations les plus défavorables.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN .m)	M_{appui} (KN .m)	V (KN)	$M_{travé}$ (KN.m)	M_{appui} (KN)	V (KN .m)
Entre- sol 01 + Entre- sol 02 + Entre- sol 03 + RDC	112.06	110.03	111.238	94.43	94.61	231.268
Etages courants + Terrasse	75.9565	89.003	142.355	67.3389	64.688	191.148

V.3.2.2) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenue le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Tab. V.9 : Les armatures longitudinales dans les poutres.

niveaux	Type de poutre	section	localisation	A _{calcul}	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre- sol 01 + Entre- sol 02 +	Principale	30x40	Appuis	9.94	6.00	10.65	3T16+3T14
			Travée	10.15	6.00	10.65	3T16+3T14
Entre- sol 03 + RDC	Secondaire	30x35	Appuis	8.32	5.25	9.23	6T14
			Travée	8.32	5.25	9.23	6T14
Etages courants + Terrasse	Principale	30x40	Appuis	8.25	6.00	9.23	6T14
			Travée	6.82	6.00	8.01	3T14+3T12
	Secondaire	30x35	Appuis	6.88	5.25	8.01	3T14+3T12
			Travée	7.16	5.25	8.01	3T14+3T12

• Longueur de recouvrement

$$l_r > 40 \times \phi$$

$$\phi = 2cm \Rightarrow l_r > 80cm$$

V.3.2.3) Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3).}$$

➤ **Poutres principales**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.6; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

➤ **Poutres secondaires**

$$\phi \leq \min\left(1.6; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.6; 1.00; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 8mm \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01cm^2$ (un cadre et un étrier).

V.3.2.4) Calcul des espacements des armatures transversales :

$$\text{➤ } S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 57.42cm$$

$$\text{➤ } S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40cm) \Rightarrow S_{t2} \leq 31,5cm$$

$$\text{➤ } S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 30.08cm \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

- $S_t \leq \frac{h}{2} = 20cm$ On adopte un espacement de 15cm en zone courante.
- $S_t = \min(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_t)$. $\Rightarrow S_t = \min(10; 16.8) = 10.00cm$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 80cm$.

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.9cm^2 \dots\dots\dots C'est vérifié$$

V.3.3) Vérifications :

V.3.3.1) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Tel que : $\bar{\tau} = \min(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3.33MPa$

Tab. V.10 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (MN)	τ _u (MPa)	Observation
Principales	0.14235	1.35	Vérifiée
Secondaires	0.23126	2.56	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

V.3.3.2) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. V.11 : Vérification au cisaillement.

Poutres	A _L (cm)	V _u (MN)	M _a (MN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	9.23	0.14235	0.08900	4.09	-4.03	Vérifiée
Secondaires	10.65	0.23126	0.08737	6.64	-8.63	Vérifiée

V.3.3.3) Vérification des zones nodales :

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03** (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un Coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

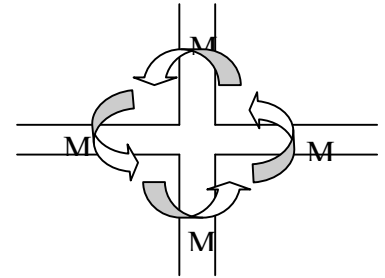


Fig. V.9 : Schéma de la zone nodale.

a) Détermination des moments résistants dans les poteaux :

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d'acier dans la section du béton.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = z \times A_s \times \sigma_s \quad \text{avec : } z = 0.9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa.}$$

Tab. V.12 : Moments résistants dans les poteaux.

Niveau	Section (cm)	Z (cm)	A_s (cm ²)	M_r (KN.m)
Entre- sol 01	55*55	49.5	32.17	554.160
Entre- sol 02	55*55	49.5	32.17	554.160
Entre- sol 03	55*50	49.5	32.17	554.160
RDC	55*50	49.5	32.17	554.160
1 ^{er} étage	50*50	45.0	26.52	415.303
2 ^{ème} étage	50*50	45.0	26.52	415.303
3 ^{ème} étage	50*45	45.0	26.52	415.303
4 ^{ème} étage	50*45	45.0	26.52	415.303
5 ^{ème} étage	45*45	40.5	24.63	347.135
6 ^{ème} étage	45*45	40.5	24.63	347.135
7 ^{ème} étage	45*40	40.5	15.21	214.369
8 ^{ème} étage	45*40	40.5	15.21	214.369
9 ^{ème} étage	40*40	36.0	13.57	170.005
10 ^{ème} étage	40*40	36.0	13.57	170.005
11 ^{ème} étage	40*40	36.0	13.57	170.005

b) Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales.

Tab. V.13 : Vérification des zones nodales.

Niveau	M_n	M_s	M_n+M_s	M_w	M_e	$1.25 (M_e+M_w)$	Obs
Entre- sol 01	554.16	554.16	1108.33	136.75	136.75	341.87	vérifiée
Entre- sol 02	554.16	554.16	1108.33	136.75	136.75	341.87	vérifiée
Entre- sol 03	554.16	554.16	1108.33	136.75	136.75	341.87	vérifiée
RDC	415.30	554.16	969.46	136.75	136.75	341.87	vérifiée
1 ^{er} étage	415.30	415.30	830.60	118.52	118.52	296.30	vérifiée
2 ^{ème} étage	415.30	415.30	830.60	118.52	118.52	296.30	vérifiée
3 ^{ème} étage	415.30	415.30	830.60	118.52	118.52	296.30	vérifiée
4 ^{ème} étage	347.13	415.30	762.43	118.52	118.52	296.30	vérifiée
5 ^{ème} étage	347.13	347.13	694.86	118.52	118.52	296.30	vérifiée
6 ^{ème} étage	214.36	347.13	562.49	118.52	118.52	296.30	vérifiée
7 ^{ème} étage	214.36	214.36	428.73	118.52	118.52	296.30	vérifiée
8 ^{ème} étage	170.00	214.36	384.36	118.52	118.52	296.30	vérifiée
9 ^{ème} étage	170.00	170.00	340.00	118.52	118.52	296.30	vérifiée
10 ^{ème} étage	170.00	170.00	340.00	118.52	118.52	296.30	vérifiée
11 ^{ème} étage	0	170.00	170.00	118.52	118.52	296.30	Non vérifiée

On remarque que la condition de RPA sur la zone nodale n'est pas vérifiée pour le dernier étage. Donc, pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, on doit augmenter le ferrailage des poteaux au niveau des zones nodales.

– Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0 \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa \quad \sigma_{bc} \leq 15MPa$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab. V.14 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(MN)$	$I (m^4)$	$Y(m)$	σ_{bc} (Mpa)	Vérification
Principales	appui	0.181069	0.00416	0.220	9.57	vérifiée
	travée	0.09520		0.220	5.03	vérifiée
Secondaires	appui	0.03491	0.00416	0.220	1.84	vérifiée
	travée	0.01511		0.220	0.79	vérifiée

V.3.4) Vérification de la flèche :

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.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

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

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad (2)$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad (3)$$

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus grande.

$$\frac{h}{l} = 0.0785 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.078 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.039 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.00339 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0605 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.5) Schémas des ferrillages des poutres :

V.3.5.1) Entre-sol 01, 02,03+RDC :

a) poutre principale :

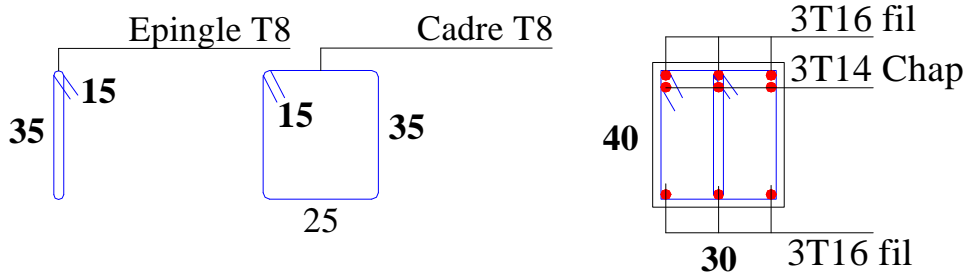


Fig. V.10 : schéma de ferrailage en appui.

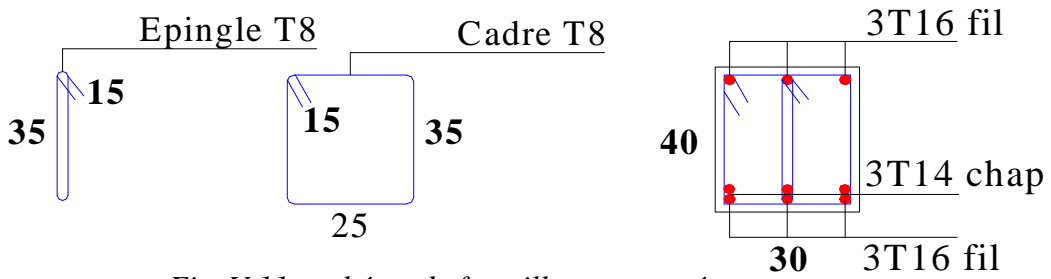


Fig. V.11 : schéma de ferrailage en travée.

b) Poutre secondaire :

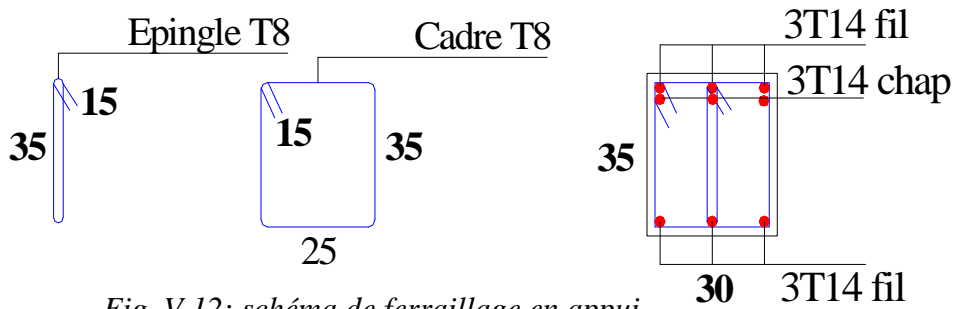


Fig. V.12: schéma de ferrailage en appui.

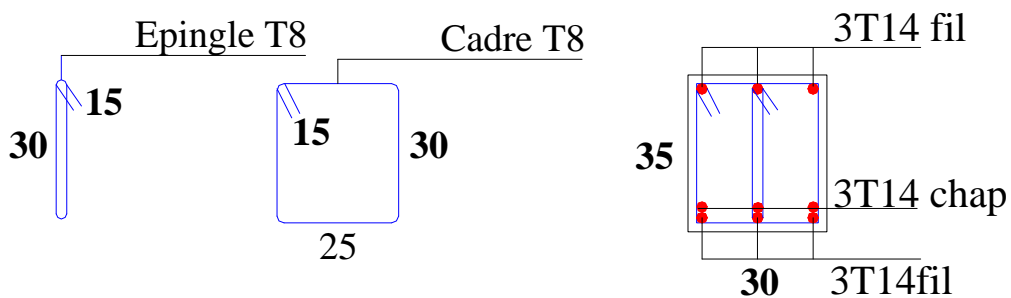
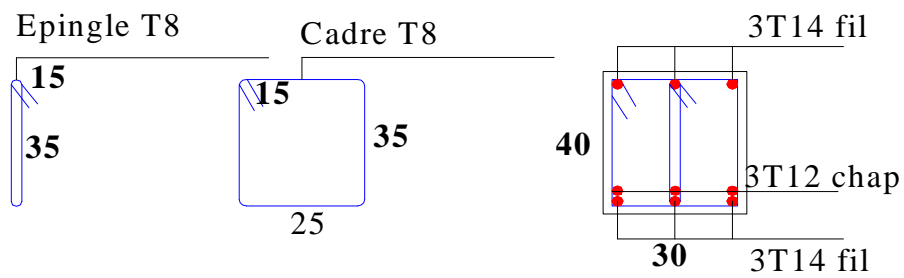
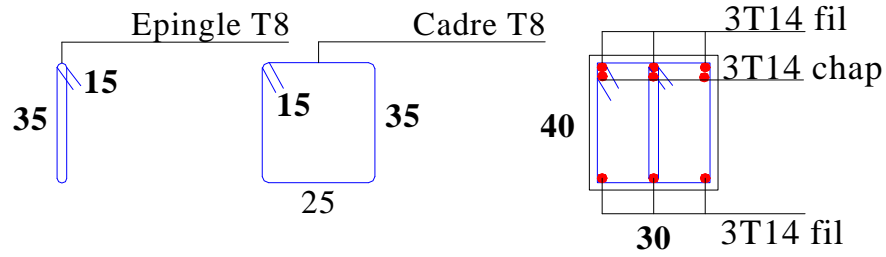


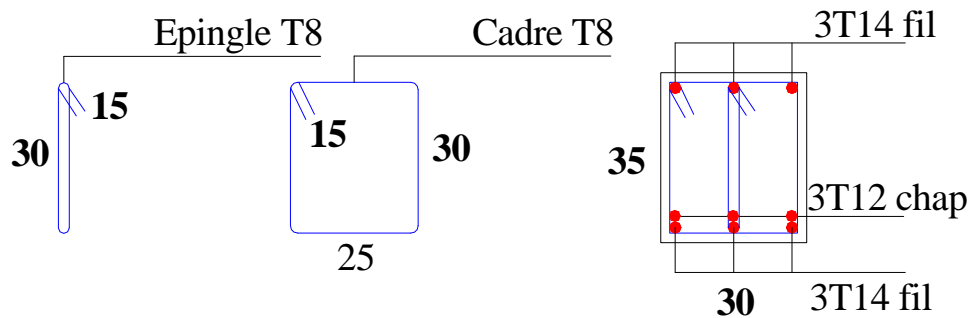
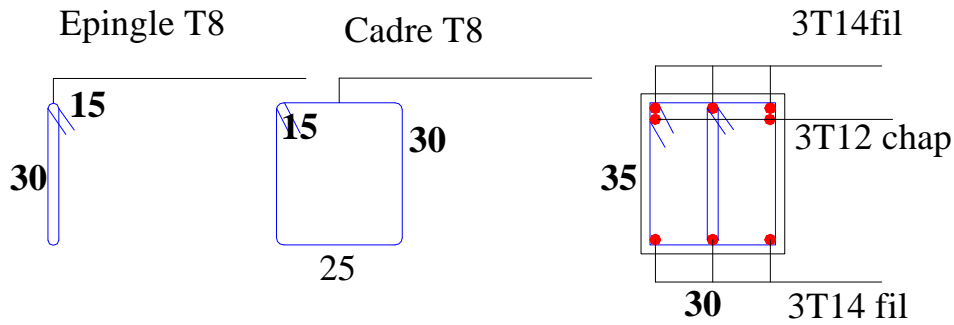
Fig. V.13 : schéma de ferrailage en travée.

V.3.5.2) Etages courant + terrasse :

a) poutre principale :



b) poutre secondaire :



V.4) Etudes des voiles :

Introduction

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.

Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagements exagérés.

Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales (au plus 20%), les voiles en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques.

Pour cela l'avantage que présente l'utilisation des voiles est la réduction considérable des dommages sismiques des éléments non structuraux et du bâtiment en générale, et cela grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base, il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$
- ✓ Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause les modes de rupture suivants :

- ✓ Flexion.
- ✓ flexion par effort tranchant.
- ✓ Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

Pour éviter les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

Pour éviter le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.4.1) Recommandation du RPA 99/2003:

V.4.1.1) 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 zone tendue. e : épaisseur du voile
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux ($S_t < e$)
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de $\frac{1}{2}$ sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

V.4.1.2) Les armatures horizontales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent respecter les recommandations suivantes :

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$
- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - ✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême de voile.
 - ✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.
 - ✓ $\phi \leq \frac{1}{10} \times e$
- On doit vérifier pour les armatures verticales et horizontales les conditions suivantes :
 - ✓ 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 .

V.4.1.3) Les armatures transversales :

Destinées essentiellement à empêcher les barres verticales de flamber, elles sont disposées en nombre de 4 épingles par m^2 .

V.4.1.4) La contrainte limite de cisaillement dans le béton :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

- $\tau_{adm} = 0,2 \times f_{c28}$
- $\tau_b = 1,4 \times \frac{V}{b_0 \times d}$

b_0 : épaisseur du voile ;

d : hauteur utile ($d = 0,9h$) ;

h : hauteur total de la section.

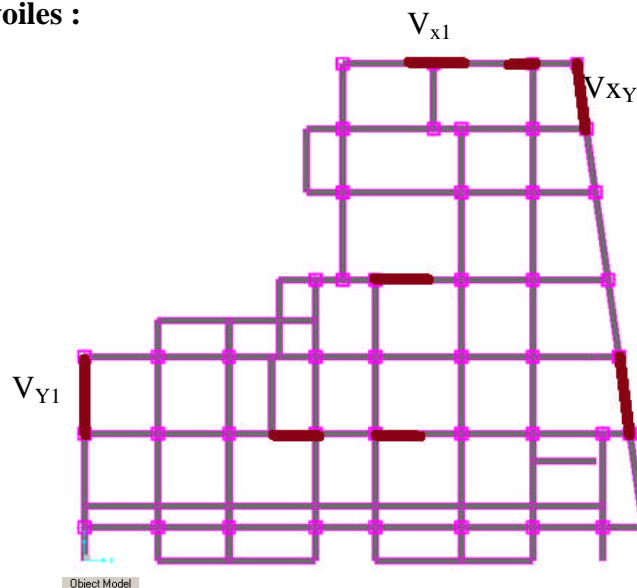
V.4.2) Ferrailage des voiles :

Fig. V.18: localisation des voiles à calculé.

V.4.2.1) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($b \times h$).

V.4.2.2) Armatures horizontales :

Les résultats du ferrailage sont représentés dans le tableau ci-dessous avec :

- $A_v^{\min} = 0.15\% \times B \times L$: section d'armatures verticales minimale dans le voile.
- 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.
- $A_h^{\min} = 0.15\% \times B \times h$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{adop} : section d'armature adoptée.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée.

V.4.3) Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul pour le voile V_{Y5} et les autres seront résumés dans un tableau.

V.4.3.1) Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M , N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.90 \text{ m}, \quad d = 2.61 \text{ m}, \quad e = 0.20 \text{ m}$$

$$N = -742.75 \text{ (traction)}, \quad M = 1454.20 \text{ KN.m}$$

$$e_G = M/N = 1.95 \text{ m} > l/2 = 1.45 \text{ m} \rightarrow C \text{ en dehors de la section.}$$

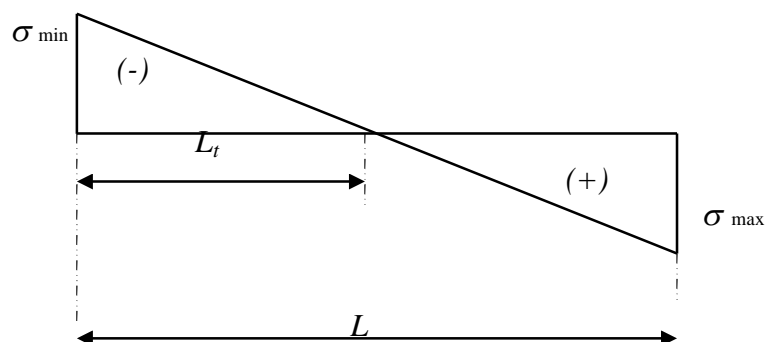
Calcul d'une section partiellement comprimée.

$$\sigma_{\max} = N/B + (M \times Y)/I = 742.75 \times 10^{-3} / 0.58 + (1454.20 \times 10^{-3} \times 1.45) / 0.40 = 6.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = N/B - (M \times Y)/I = 742.75 \times 10^{-3} / 0.58 - (1454.20 \times 10^{-3} \times 1.45) / 0.40 = -3.99 \text{ MPa}$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue.

$$L_t = 1.81 \text{ m}$$



$$M_{uA} = 1454.20 - 742.75 \times (2.61 - 2.9 / 2) = 592.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{e \times f_{bu} \times d^2} = 0.03 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.04 \Rightarrow z = 2.57 \text{ m}$$

$$A_1 = 6.63 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 25.19 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue est :

$$A_v^{\min} = 0.2\% \times e \times L_t = 7.24 \text{ cm}^2$$

On opte pour :

$$A_v^z = 18T14 = 27.71 \text{ cm}^2 \text{ (dans la zone tendue)}$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone non tendue est :

$$A_v^{\min} = 0.1\% \times e \times (L - 2L_t) = 2.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour

$$A_v^z = 8T10 = 6.28 \text{ cm}^2 \text{ (dans la zone non tendue)}$$

V.4.3.2) Armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} > \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

Telque :

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d}$$

$$\tau_u = 0.66 \text{ Mpa}$$

Soit $S_h = 20 \text{ cm} \rightarrow A_h > 0.825$

$$A_h^{\min} = 0.20\% \times e \times S_h = 1 \text{ cm}^2$$

On adopte pour $A_h = 2T10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul des armatures verticales et horizontales de tous les voiles :

Les sollicitations permettant le calcul du ferrailage sont directement déduites de celle obtenue suite à la modélisation par le logiciel Sap2000.

Voile // à xx : (V_{X1})

Tab. V.15: ferrailage du voile V_{X1}

Voiles	V_{X1}	
	Entre-sol 01, 02,03, RDC	Étage1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9,10et 11
Niveau		
Section (a*L)	20x290	15x290
M (KN.m)	1454.20	143.57
N (KN)	-742.75	-953.34
V(KN)	344.95	111.84
$A_v^{min} / voile (cm^2)$	7.24	9.00
Lt (cm)	1.81	2.25
$A_{min}^{zt} (cm^2)$	4.85	8
$A_{cal}^{zt} (cm^2)$	4,09	5.58
$A_{V/opt}^{zt} (cm^2)$	20.36	14.14
Nbrebarres/ZT	18T12	18T10
$A_{min}^{zc} (cm^2)$	2,18	2.7
$A_{opt}^{zc} (cm^2)$	6.28	6.28
Nbre barres/ZC	8T10	8T10
Sv	15	15
$A_h^{cal} (cm^2)$	0.82	0.3
$A_h^{opt} (cm^2)$	1.57	1.57
Nbre de barres	2T10	2T10
Sh	20	20

• Voile // à YY : (V_{Y1})

Tab. V.16: ferrailage du voile V_{Y1}

Voiles	V_{Y1}	
	Entre-sol 01, 02,03, RDC	Étage1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9,10et 11
Niveau		
Section (a*L)	20x360	15x360
M (KN.m)	2266.50	92.76
N (KN)	-1336.30	-626.57
V(KN)	560.40	119.5
$A_v^{min} / voile (cm^2)$	9.76	7.6
Lt (cm)	2.44	1.9
$A_{min}^{zt} (cm^2)$	9.76	7.6
$A_{cal}^{zt} (cm^2)$	31.01	3.55
$A_{V/opt}^{zt} (cm^2)$	36.95	24.88
N ^{bre} barres/ZT	24T14	22T12
$A_{min}^{zc} (cm^2)$	2.32	2.3
$A_{opt}^{zc} (cm^2)$	6.28	7.85
N ^{bre} barres/ZC	8T10	10T10
Sv	15	15
$A_h^{cal} (cm^2)$	1.51	0.39
$A_h^{opt} (cm^2)$	1.57	1.57
Nbre de barres	2T10	2T10
Sh	20	25

- Voile incliné : (V_{XY})

Tab. V.17: ferrailage du voile V_{xy}.

Voiles	V _{xy}	
	Entre -sol 01, 02,03, RDC	Étage1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9,10et 11
Niveau		
Section (a*L)	20x305	15x305
M (KN.m)	1739.13	171.45
N (KN)	-1207.62	-844.60
V(KN)	520.30	131.57
A _V ^{min} /voile(cm ²)	9.76	8.5
Lt (cm)	2.06	2.13
A _{min} ^{zt} (cm ²)	8.24	8.5
A _{cal} ^{zt} (cm ²)	18.82	4.44
A _{V/opt} ^{zt} (cm ²)	22.62	15.71
N ^{bre} barres/ZT	20T12	20T10
A _{min} ^{zc} (cm ²)	1.98	1.8
A _{opt} ^{zc} (cm ²)	4.71	4.71
N ^{bre} barres/ZC	6T10	6T10
S _v	15	15
A _h ^{cal} (cm ²)	1.78	0.44
A _h ^{opt} (cm ²)	2.26	1.57
Nbre de barres	2T12	2T10
S _h	20	25

V.4.3.3) Vérification au cisaillement :

Vérification au cisaillement Selon le RPA99 (Art 7.7.2), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b < 0.2 f_c 28 = 5 \text{Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

- Voile // à xx : (V_{x1})

Tab. V.18: Vérification au cisaillement.

Voiles	V _{x1}	
	Entre -sol 01, 02,03, RDC	Étage1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9,10et 11
Niveau		
Section (a*L)	20x290	15x290
T(KN)	344.95	119.15
τ _b (MPa)	0.67	0.23
τ _b (MPa)	5	5
	Vérifiée	Vérifiée

- Voile // à yy : (V_{y1})

Tab. V.19: Vérification au cisaillement.

Voiles	V_{x1}	
	Entre -sol 01, 02,03, RDC	Etage1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9,10et 11
Niveau		
Section ($a*L$)	20x360	15x360
$T(KN)$	560.40	111.84
$\tau_b (MPa)$	0.86	0.18
$\tau_b (MPa)$	5	5
	Vérifiée	Vérifiée

- Voile incliné : (V_{x_y})

Tab. V.20: Vérification au cisaillement.

Voiles	V_{x1}	
	Entre- sol 01, 02,03, RDC	Etage1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9,10et 11
Niveau		
Section ($a*L$)	20x305	15x305
$T(KN)$	520.30	131.57
$\tau_b (MPa)$	0.94	0.24
$\tau_b (MPa)$	5	5
	Vérifiée	Vérifiée

V.4.3.4) schémas de ferrailage:

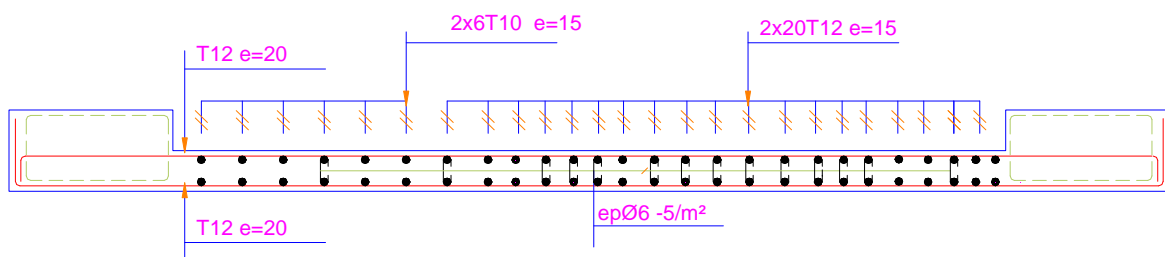


Fig. V.19: exemple de ferrailage du voile V_{YX} au niveau du l'entre-sol.

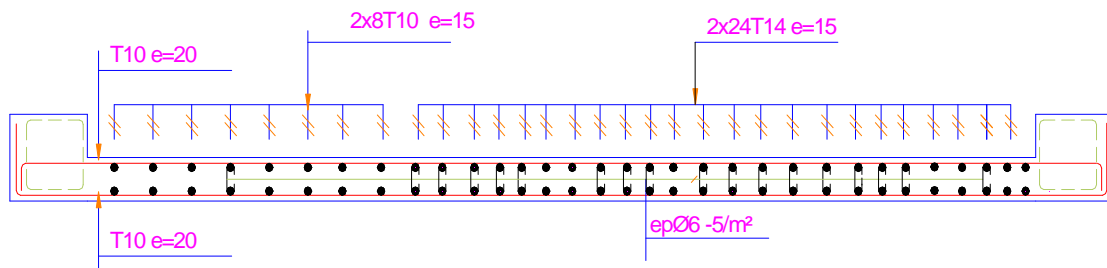


Fig. V.20: exemple de ferrailage du voile V_{Y1} au niveau du l'entre-sol.

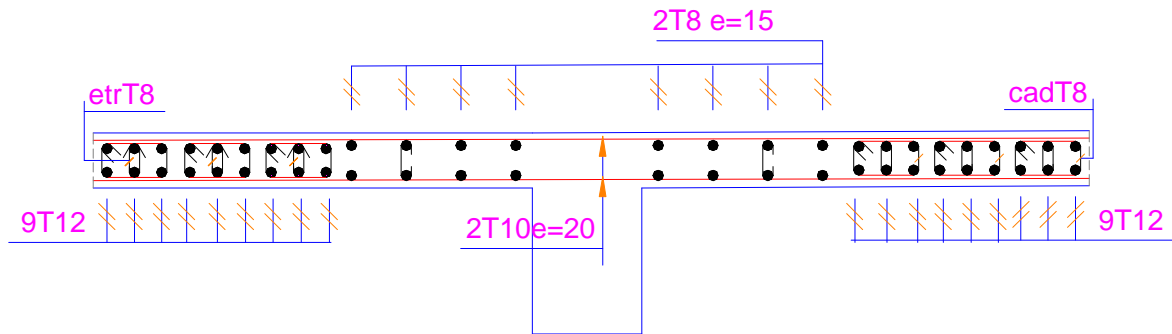


Fig. V.21: exemple de ferrailage du voile V_{X1} au niveau du l'entre-sol.

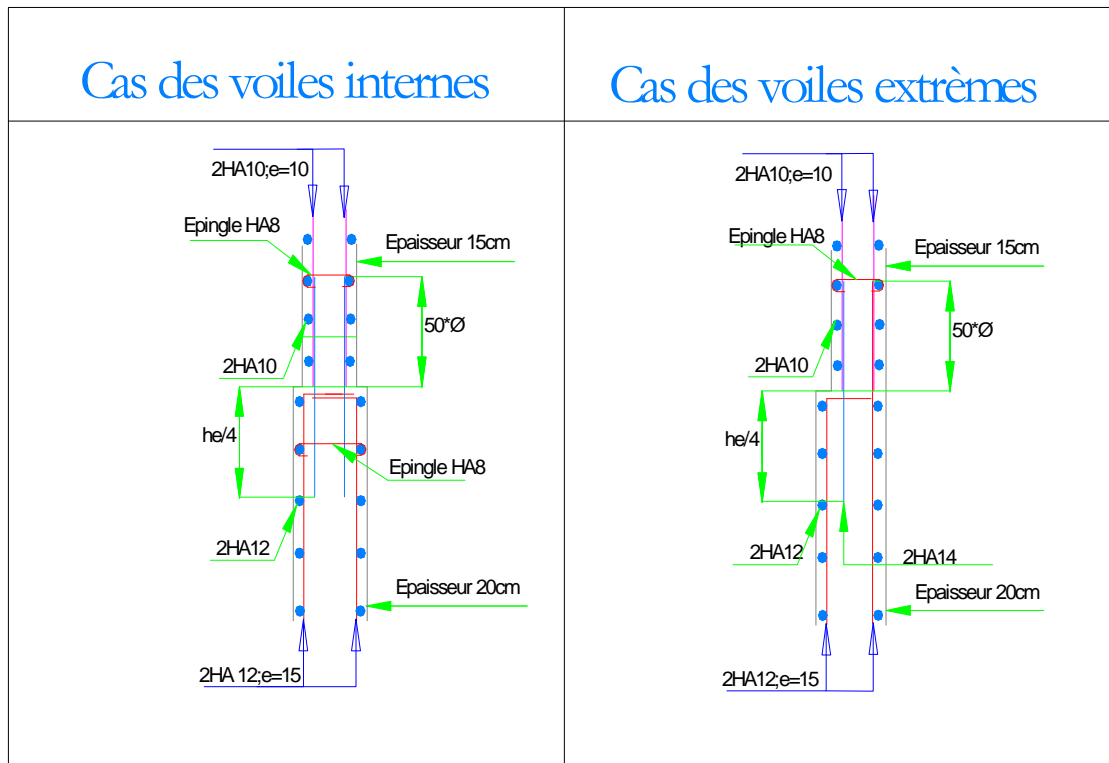
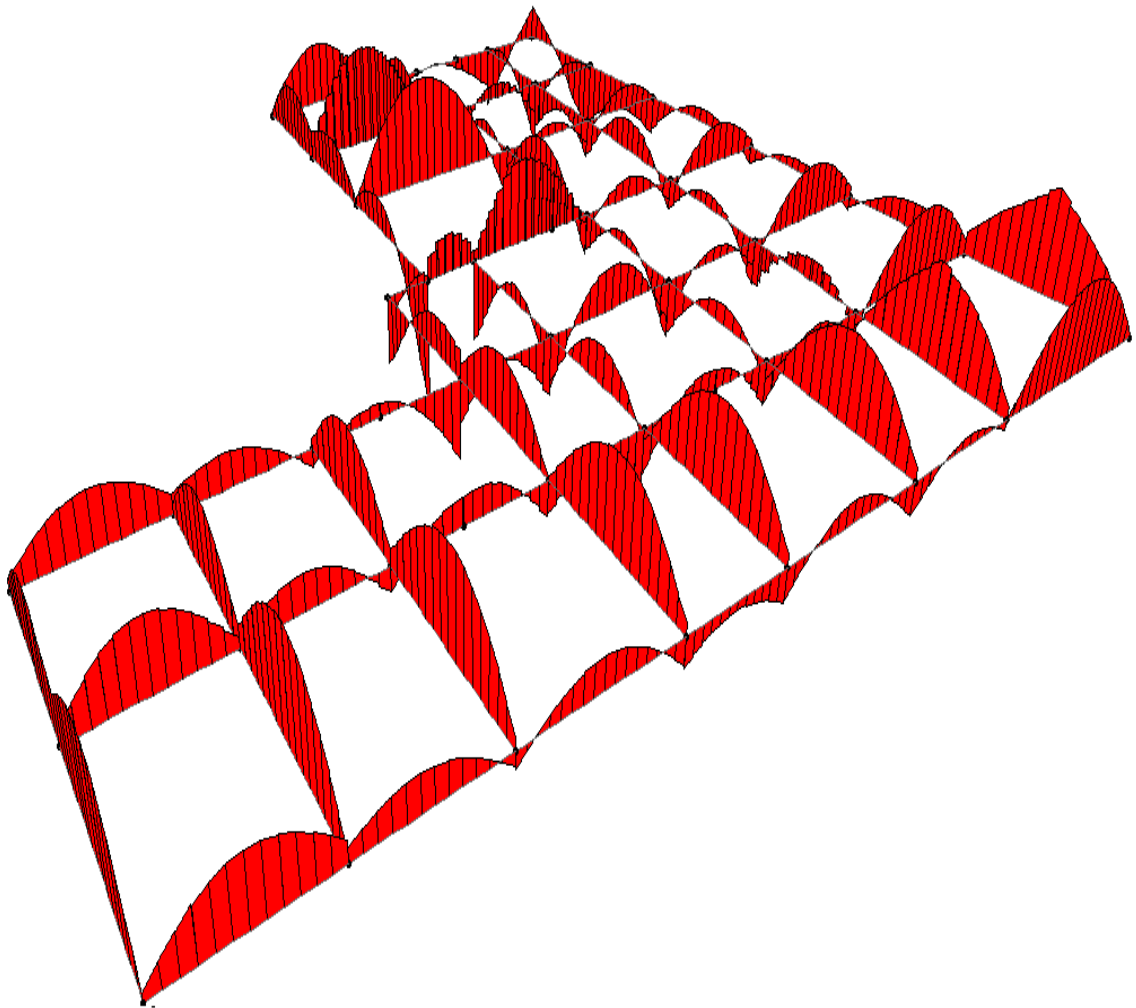


Fig. V.22: Schémas de ferrailage des voiles au niveau de la zone de recouvrement

CHAPITRE VI

ÉTUDE DE L'INFRASTRUCTURE



VI.1) Etude des voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Les armatures de ce voile ne doit pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.

VI.1.2) Caractéristiques des voiles :

- Hauteur : $h=3.06\text{m}$.
- Epaisseur : $e=20\text{cm}$.

VI.1.3) Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 18\text{KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 16.57^\circ$
- Cohésion : $C=0.16 \text{ bar}$.

VI.1.4) Méthode de calcul :

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastrés en chaque coté.

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10 \text{ KN} / \text{m}^2$.

VI.1.5) Sollicitations :**a) Poussée des terres :**

$$P_1 = \gamma \times h \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow P_1 = 18 \times 3.06 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{16.57}{2} \right) - 2 \times 0.16 \times \text{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{16.57}{2} \right) = 30.39 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) Charge due à la surcharge :

$$P_2 = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times \text{tg}^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{16.57}{2} \right) = 5.56 \text{ KN} / \text{m}^2$$

VI.1.6) Ferrailage :

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 49.36 \text{ KN/m.}$$

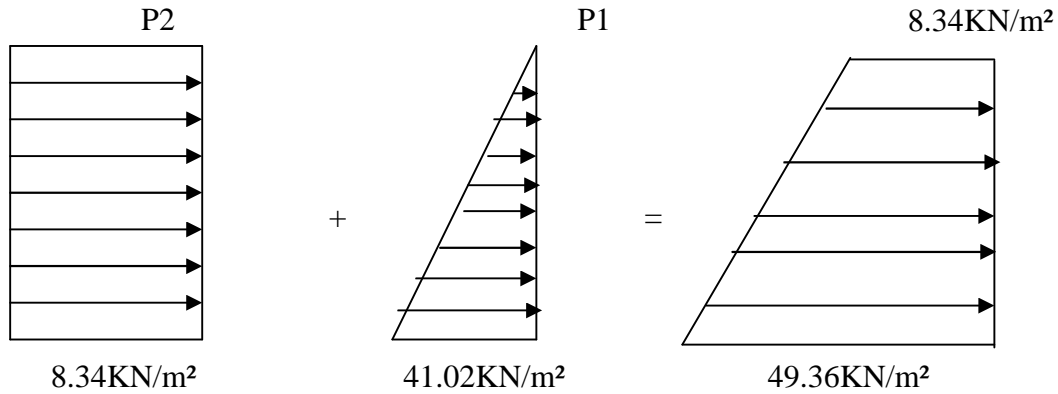


Fig. VI.1 : Diagramme des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \text{ m.} \\ L_y = 4.40 \text{ m.} \\ e = 20 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 39.10 \text{ KN / m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.69 > 0.4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0697 \\ \mu_y = 0.4181 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0697 \times 39.10 \times 3.06^2 = 25.51 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.4181 \times 25.51 = 10.66 \text{ KN.m}$$

- Moment en travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 21.68 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times M_y = 7.99 \text{ KN.m}$$

- Moment en appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_x = -12.75 \text{ KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. VI.1 : Ferrailage du voile périphérique.

Sens	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	Choix
X-X	Travée	21.68	3.55	2.17	5.65	5T12
	Appui	12.75	2.06	2.17	3.93	5T10
Y-Y	Travée	7.99	1.28	2.17	3.93	5T10
	Appui	12.75	2.06	2.17	3.93	5T10

- Espacement des armatures

Armatures // L_x: St ≤ min (3e, 33cm) = 33cm

Soit: St=15cm

Armatures // L_y: St ≤ min (4e, 45cm) = 45cm

Soit: St=20cm

- Vérifications

• Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5MPa.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 39.88KN.$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 44.47KN.$$

$$\tau_{ux} = \frac{39.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.22MPa < 2.5MPa$$

La condition est vérifiée.

$$\tau_{uy} = \frac{44.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.24MPa < 2.5MPa$$

La condition est vérifiée.

• Vérification à l'ELS :

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 28.35KN / m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0755 \\ \mu_y = 0.5704 \end{cases} \dots\dots\dots \text{(Annexe I).}$$

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0755 \times 28.35 \times 3.06^2 = 20.04 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.5704 \times 20.04 = 11.43 \text{KN.m}$$

- Moments en travée :

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 17.03 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times M_y = 8.57 \text{KN.m}$$

- Moments en appui :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = -10.02 \text{KN.m}$$

VI.1.7) Vérification des contraintes :

On doit vérifier :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 202 \text{MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. VI.2 : Résumé des résultats.

Sens	Localisation	M _{ser} (KN.m)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
X-X	Travée	17.03	4.37	15	183.57	202
	Appui	10.02.	2.96	15	153.19	202
Y-Y	Travée	8.57	2.53	15	131.02	202
	Appui	10.02.	2.96	15	153.19	202

VI.1.8) schéma de ferrailage du voile périphérique :

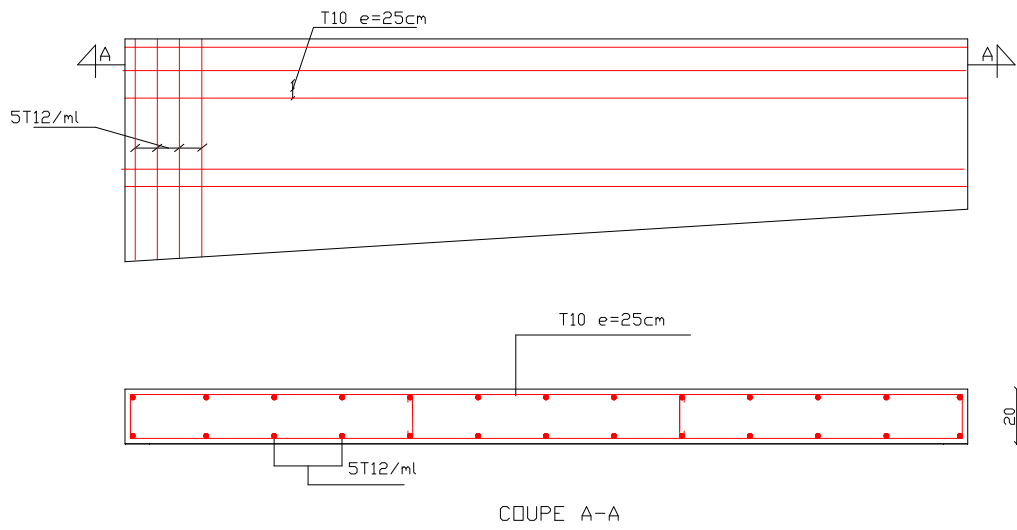


Fig. VI. 2 : schéma de ferrailage du voile périphérique

VI.2) Etude des fondations :**VI.2.1) Introduction :**

Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée qu'après l'évaluation des charges de la superstructure et les caractéristiques du sol.

Donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation forment une assise rigide et assure une bonne répartition des charge et évite les tassements différentiels.

VI.2.2) Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise 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.2.3. 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 :

- $G + Q \pm E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.2.4) .les caractéristique du sol

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire des travaux publics LAGHOUAG.

Le terrain réservé pour la réalisation de notre projet est essentiellement constitué, d'un sol schisteux mollement ondulé, d'ou on suggère des fondations superficielles ancrées à partir d'une profondeur de 4.20m avec une contrainte admissible au sol de 1.80bar.

VI.2.5) Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section ($a \times a$) d'où les semelles

sont carrées ($A \times A$) , la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Avec :

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison à l'ELU obtenu par le SAP 2000 version 14.2.2

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

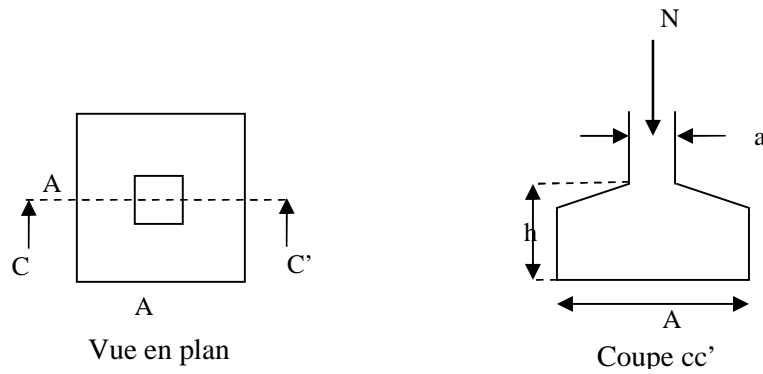


Figure VI.3 : Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : $N=2279.11\text{KN}$.

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A^2 \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}} \Rightarrow A = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{2279,11 \times 10^3}{0.18}} = 3.55\text{m}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.2.6) Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 4 poteaux.

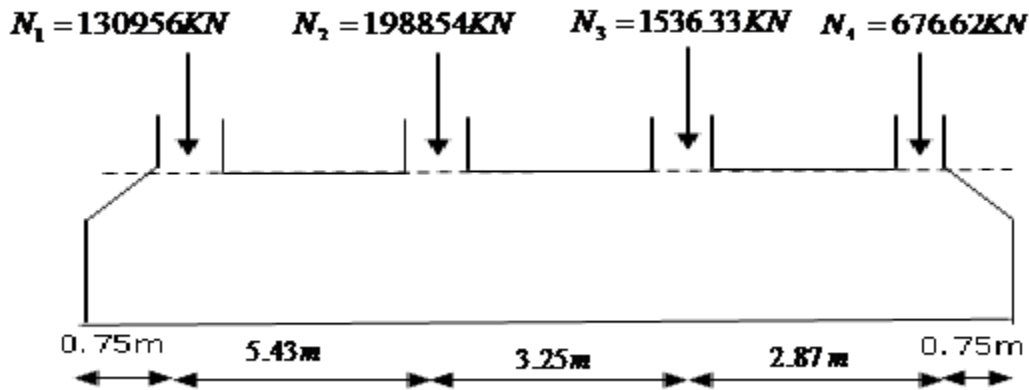


Figure VI.4 : Semelle filante

La vérification à faire est : $\overline{\sigma_{sol}} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}} \times L}$

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure

$$N = \sum N_i = 5511.05 \text{ KN}$$

$$L = 13.05 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{5511.05 \times 10^{-3}}{0.18 \times 13.05} = 2.34 \text{ m}$$

On a la largeur de notre semelle égale à 2.34m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas sachant que l'entre axe entre le portique ci-dessus et ses adjacents est de 2.95m, donc on passe au radier général.

VI.2.7) RADIER :

VI.2.7.1) Calcul de radier :

Une fondation est un organe de transmission des charges de la super structure au sol, elle ne peut donc être calculer que après l'évaluation des charges de la super structure et les Caractéristiques du sol.

Selon le rapport de laboratoire de la mécanique du sol la contrainte du sol est $\sigma_s = 1.8 \text{ bars}$

- ❖ Vue la surface du bâtiment par rapport à la hauteur
- ❖ Les semelles isolées sous poteaux très rapprochées ainsi que les semelles filantes, donc il est préalable d'établir un radier général ces fondation constituent un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :
- ❖ Assurer l'encastrement de la structure dans le sol.
- ❖ Transmettre au sol de fondation la totalité des charges.
- ❖ Limiter les tassements différentiels.

VI.2.7.2) Radier général :

Les radiers sont des semelles de très grande dimension supportant tout la construction ou une partie de la construction un radier travail comme un plancher renversé.

VI.2.7.3) Pré dimensionnement du radier :

- ❖ Poids apportés par le radier

- **Super structure :**

G_T : La charge permanente total

Q_T : La charge d'exploitation totale.

- **Combinaison d'action :**

$$\text{E.L.U : } N_u = 1,35G_T + 1,5Q_T = 7554.713t$$

$$\text{E.L.S : } N_{ser} = G_T + Q_T = 5692.380t$$

- **Pré dimensionnement du radier :**

La surface du radier est donnée par la formule suivante :

$$\frac{N}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol}, N = N_{ser} = 5692.380t$$

$$S_{radier} \geq 5692.380t / 18 = 316.24m^2$$

$$S_{radier} = 320m^2 \quad \text{et la surface du bâtiment est} \quad S_{bât} = 362 m^2$$

$S_{radier} < S_{bât} \Rightarrow$ Le radier sera pris avec débords et ce parce que la contrainte ne vérifie pas

On opte un débord de 60 cm de chaque coté dans les deux directions .la surface totale devienne $S=430 m^2$.

On a une surface d'assise $S_{bât}=430m^2$ avec débord

$$\text{D'où : } S_{radier} = 430m^2$$

En doit vérifier les deux conditions :

1^{ere} : Condition : $\tau_u = V_u / b.d \leq 0,06 f_{c28}$

V_u : L'effort tranchant ultime $V_u = QL/2$

L : la longueur maximal d'une bande de 1m, $L=5.4m$

$$Q_u = N_u / S = 7554.713/362 = 20.86t / m^2$$

$$V_u = 20.86 \times 5.4 / 2 = 56.32t$$

$$\frac{V_u}{b.d} \leq 0,06 f_{c28} \Rightarrow d \geq \frac{V_u}{0,06 f_{c28} \times b} = \frac{56.32 \cdot 10^{-2}}{0,06 \cdot 25 \cdot 1} = 0,37m$$

2^{eme} : Condition :

$$L / 20 \geq d \geq L / 25 \quad L = 540cm$$

$$27 \geq d \geq 21.6cm$$

On opte : $d=35 cm$

$$h = d + c = 35 + 5 = 40cm .$$

- **Détermination de la hauteur de la poutre :**

Le radier est assimilé à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre doit vérifiée la condition suivante :

$$L / 6 \geq h \geq L / 9 \Rightarrow 90 \geq h \geq 60cm$$

On prend $h=85$ cm, $d=80$ cm, $b=65$ cm

• **Vérification des contraintes :**

En tenant compte des poids propre du radier (Radier + poutres)

$$G_{rad} = \gamma_b [h_r \times S_r \times h_p \times b \times \sum L] = 2,5[0,4 \times 460 + 0,85 \times 0,65 \times 540] = 1205,87t$$

E.L.S : $N_{ser} = 1205,87 + 5692,380 = 6898,25t$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{6898,25}{430} = 16,04t/m^2 < 18t/m^2 \dots\dots\dots vérifiée$$

• **La longueur élastique :**

On ne pourra apprécier si la répartition uniforme de la contrainte peut être adopte que grâce

au calcul de la longueur élastique de la poutre, elle est donné par $L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$

Avec : I : l'inertie de la poutre $I = bh^3 / 12 = 0,65 \cdot (0,85)^3 / 12 = 0,033m^4$

E : module d'élasticité du béton $E=3216420$ t/m²

b : Largeur de la poutre $b=0,65m$

K : coefficient de la raideur du sol $K=4000$ t/m³

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0,033}{4000 \times 0,65}} = 3,574m$$

$L_{max} = 5,4m < \frac{\pi}{2} L_e = 5,615m \dots\dots\dots vérifiée.$

VI.2.7.4) Les vérifications nécessaires

a) Vérification au poinçonnement :

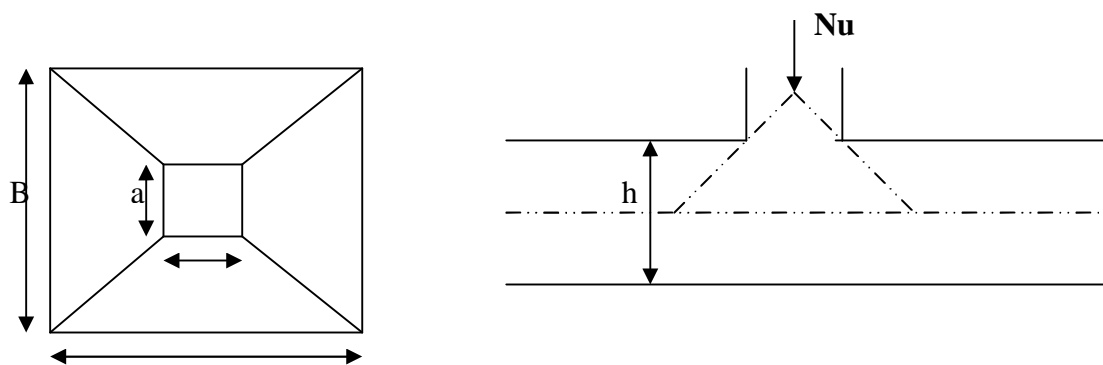


Fig. VI.5 : Zone de contact poteau- radier

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_U : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B) \quad \rightarrow \quad \begin{cases} A = a + h_t \\ B = b + h_t \end{cases} \quad \rightarrow \quad \text{on trouve } U_c = 5.6 \text{ m}$$

$$N_U = 2.3 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.6 \times 0.85 \times \frac{25}{1.15} = 4.65 \text{ MN} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

On considère une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2S}$$

$$V_u = \frac{75547.13 \times 5.4 \times 1}{2 \times 430} = 474.36 \text{ KN}$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 0.40 = 0.36 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{474.36 \times 10^{-3}}{1 \times 0.36} = 1.31 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié}$$

c) Vérification des contraintes dans le sol :

• **Calcul des contraintes :**

Sens longitudinal x

$$\begin{cases} \sigma_1^x = \frac{N_s}{S} + \frac{M_{x \cdot y}}{I_x} = \frac{5692.380}{430} + \frac{403.74 \times 22.25}{13466,669} = 13.90 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2^x = \frac{N_s}{S} - \frac{M_{x \cdot y}}{I_x} = \frac{5692.380}{430} - \frac{403.74 \times 22.25}{13466,669} = 12.57 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

Sens Transversal y

$$\begin{cases} \sigma_1^y = \frac{N_s}{S} + \frac{M_{y \cdot y}}{I_y} = \frac{5692.380}{430} + \frac{410.32 \times 25.20}{13466,669} = 14.10 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2^y = \frac{N_s}{S} - \frac{M_{y \cdot y}}{I_y} = \frac{5692.380}{430} - \frac{410.32 \times 25.20}{13466,669} = 12.47 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma(l/4)_x = \frac{3\sigma_1^x + \sigma_2^x}{4} = 13.56 \text{ t/m}^2 \\ \sigma(l/4)_y = \frac{3\sigma_1^y + \sigma_2^y}{4} = 13.69 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

d) Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{403.74}{75.54} = 5.34m < \frac{25.25}{4} (= 6.31m)$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{403.74}{75.54} = 5.34m < \frac{22.50}{4} (= 5.56m)$$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

e) Vérification de la poussé hydrostatique :

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 55923.80$ KN (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 3m$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{\text{rad}} := 430m^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10$ KN/m³ (poids volumique)

On trouve :

$N = 55923.80 \geq 1.5 \times 3 \times 430 \times 10 = 19350KN$... La condition est vérifiée.

Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

VI.2.7.5) Evaluation des charges pour le calcul du radier :

On ferraille le radier avec :

$Q = 0.18$ MN/m² (contrainte admissible du sol).

$$q_u = 1.35 \times Q = 0.24 \text{ MN/m}^2 = 240 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{\text{ser}} = Q = 0.18 \text{ MN/m}^2 = 180 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en (m²) à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est

$$Q = 240 \text{ KN/m}^2$$

VI.2.7.6) Ferrailage du radier :**1) Ferrailage des dalles :****• Sollicitation :**

$$M_{x2} = \mu_x q l_x^2 ; M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.1}{5.4} = 0.75 \text{ (La dalle porte dans les deux sens)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0633 \\ \mu_y = 0.4938 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 255.37 \text{ KN.m} \\ M_y = 205.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments retenues :**

Sens(x) :

En travée : $M_t = 0.85M_{0x} = 191.527\text{KN.m}$

En appuis : $M_a = -0.5M_{0x} = -127.68\text{KN.m}$

Sens(y) :

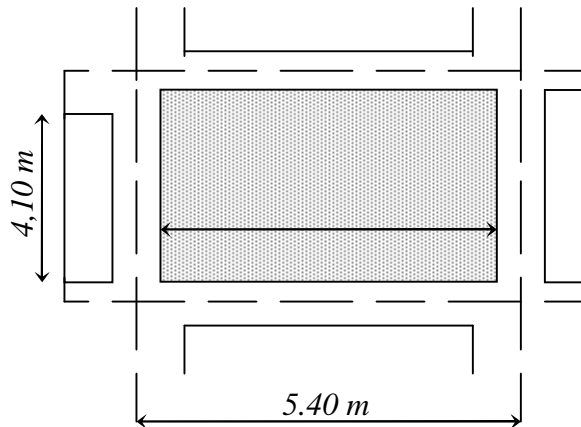
En travée : $M_t = 0.85M_{0y} = 154.47\text{KN.m}$

En appuis : $M_a = -0.5M_{0x} = -127.68\text{KN.m}$

- **Ferraillage :** Le ferraillage se fait sur une bonde « 1 m » de largeur et on prend le moment en travée suivant le sens « x » comme exemple de calcul :

Remarque : Pour notre cas, on prend le panneau le plus défavorable (le plus grand) :

• **Exemple de calcul**



Données				
Géométrie :	Largeur de la poutre	b =	1.00	m
	Hauteur de la section	h =	0.40	m
	Hauteur utile des aciers tendus	d =	0.35	m
	Hauteur utile des aciers comprimés	C =	0.05	m
Matériau :	Contrainte de l'acier utilisé	$f_e =$	400	Mpa
	Contrainte du béton à 28 jours	$f_{c28} =$	25	Mpa
	Conditions de fissuration	Peu préjudiciable		
Chargement :	moment en travée suivant « x »	$M_{tx} =$	0.191	MN.m
	Moment réduit ultime	$\mu_l =$	0.392	
Calcul des moments réduits				
Moment ultime réduit	$M_{tx} / (b \times d^2 \times f_{bu})$		$\mu_u = 0.109$	
Etat limite de compression du béton	Si : $\mu_u < \mu_l$ alors : « Pas d'aciers comprimés » Si : $\mu_u > \mu_l$ alors : « Aciers comprimés nécessaires »		Système d'armature retenue : { Pas d'aciers } { comprimés }	

Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1.25(1 - 2\mu_u)$	$\alpha = 0.14$
Ordonnée de la fibre neutre	$(\alpha \times d)$	$y = 0.049 \text{ m}$
Bras de levier du couple interne	$d \times (1 - (0.4 \times \alpha))$	$Z = 0.33 \text{ m}$

Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section théorique d'acier	$M_{tx} / (Z \times f_{su})$	$A_{st} = 16.63 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{min} \geq 0.23 f_{t28} b.d / f_e$	$A_{min} = 4.226 \text{ cm}^2$
Choix des sections commerciales des aciers tendus		
Choix :	11T14	$A_{st} = 16.93 \text{ cm}^2$

Tableau récapitulatif :

Les sections	Sens « x » KN.m		Sens « y » KN.m	
	$M_t = 191.527$	$M_a = -127.28$	$M_t = 154.47$	$M_a = -127.28$
$A_{S \text{ calculée}} \text{ (cm}^2\text{)}$	16.63	10.9	13.3	10.9
$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	4.226	4.226	4.226	4.226
$A_{S \text{ choisie}} \text{ (cm}^2\text{)}$	11 HA 14 16.93	10HA 12 11.31	10 HA14 15.39	10 HA 12 11.31

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

a) Vérification de condition de non fragilité :

Pour $e > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

➤ **En travée :**

- Sens xx :

$$A_x = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e = 0.0008 \left(\frac{3 - 0.74}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3.61 \text{ cm}^2$$

- Sens yy :

$$A_y = \rho_0 b e$$

$$A_y = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2 \text{ cm}^2$$

➤ **En appui :**

$$A_y = A_x = 3.2 \text{ cm}^2$$

On voit bien que la condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$V_y = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 359.13KN.$$

$$V_x = \frac{q \times l_x}{3} = 328.00KN.$$

$$\tau_{ux} = \frac{359.13 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.97MPa < 2.5MPa \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\tau_{ux} = \frac{328.00 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 0.88 < 2.5MPa \dots\dots\dots \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **L'ELS**

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 : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa.$

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta) = 240MPa.$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. VI.3 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	176	10.18	332.35	15	240
	M_a	117.33	7.88	325.34	15	240
y-y	M_t	144.60	8.66	298.64	15	240
	M_a	117.33	7.88	325.34	15	240

Remarque

On remarque que la contrainte de l'acier en travée et en appuis dans le sens x-x et dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit augmenter la section d'acier.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tab. VI.4 : vérification des contraintes.

Sens	M^{mts}	Valeurs (KNm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	A_{adop} (cm ²)	Choix
x-x	M_t	176	8.48	199.98	15	240	28.9	6T20+5T16
	M_a	117.33	6.78	221.28	15	240	16.93	11T14
y-y	M_t	144.60	7.61	211.59	15	240	22.12	11T16
	M_a	117.33	6.78	221.28	15	240	16.93	11T14

c) Espacement des armatures :

Armatures // L_x : $S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$ pour les armatures // L_x .

CSoit : $S_t = 10 \text{ cm}$ pour les armatures // L_y .

2) Ferrailage des poutres de libages : Le rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$

pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

VI.7.7) Ferrailage des nervures :

Le rapport $\alpha = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable

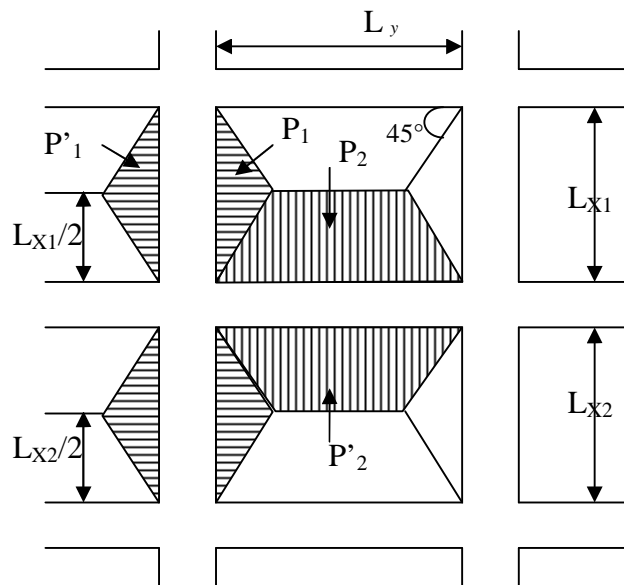


Fig. VI. 6 : Répartition des charges aux poutres selon les lignes de rupture

VI.2.7.8) Cas de charges triangulaires :

$$P = \frac{q \times l_x}{3}$$

P : charges équivalentes produisant le même moment que la charge triangulaire.

VI.2.7.9) Cas de charges trapézoïdales :

$$P = \left(1 - \frac{\rho^2}{3}\right) \times \frac{q \times l_x}{2}$$

P : charges équivalentes produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

a) Calcul des sollicitations :

- 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 :

$$M_a = 0.15 \times M_0$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- Moments en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.**Remarque :**

- On va modéliser le radier nervuré avec le logiciel sapp2000v14.2.2
- On prendra deux type un dans le sens principale et l'autre dans le sens secondaire
- Les résultats sont dans les schémas et tableaux suivant :

- Sens xx :

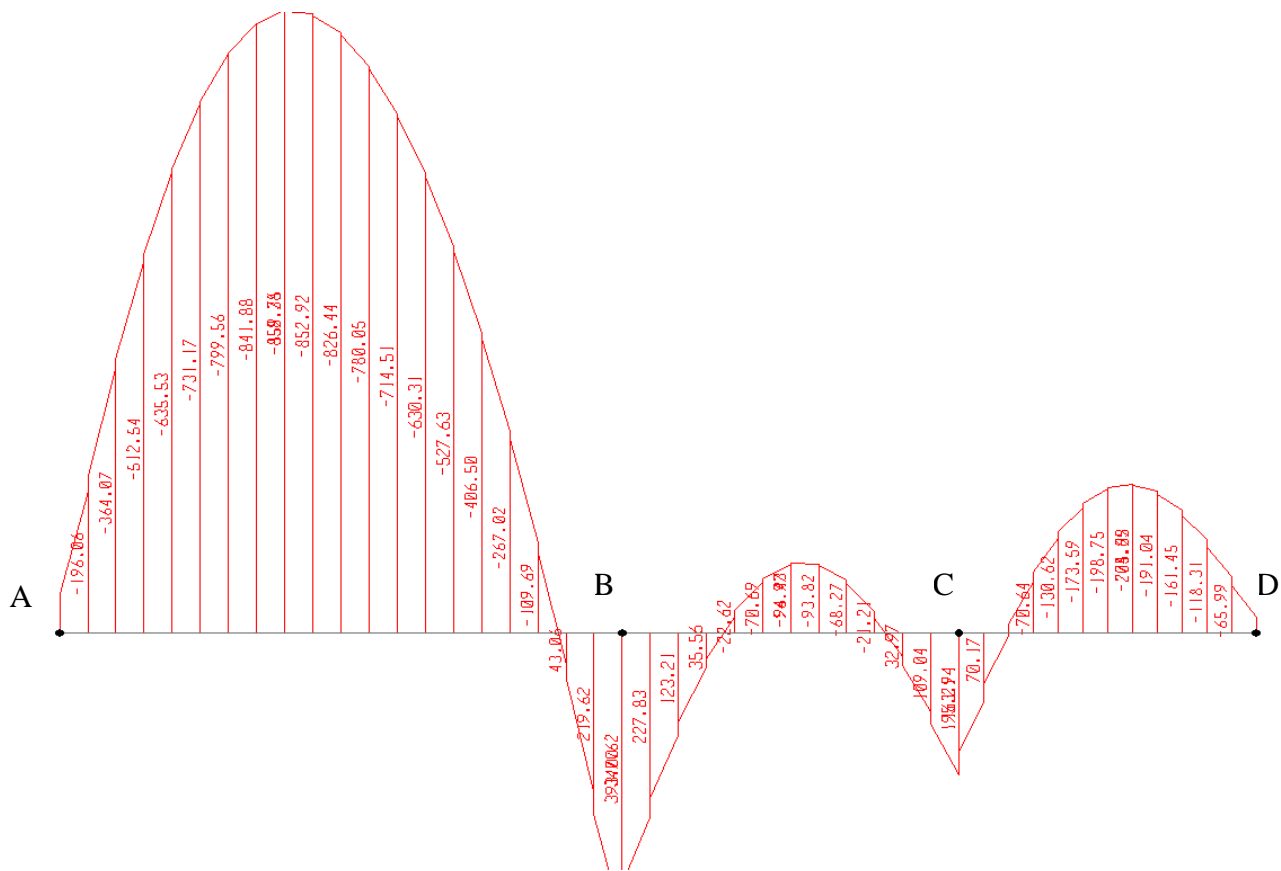


Fig. VI. 7 : Sollicitations sur les nervures du sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. VI.5 : Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Travée	M_a (KN.m)		M_t (KN.m)
	M_{eg}	M_d	
A-B	0	393.42	858.35
B-C	393.42	198.32	96.84
C-D	198.32	0	205.89

- Sens yy :

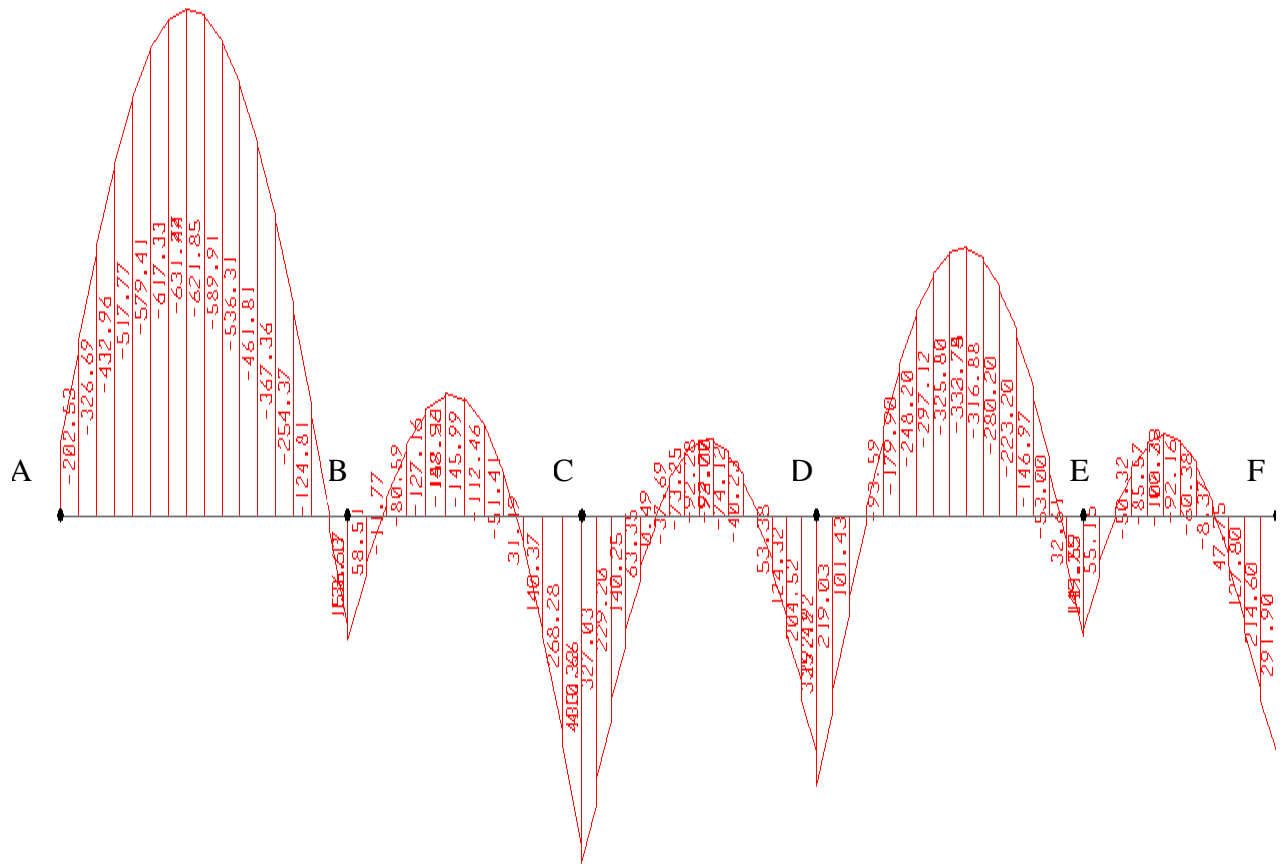


Fig. VI.8 : Sollicitations sur les nervures du sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. VI.6 : Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Travée	M_a (KN.m)		M_t (KN.m)
	M_g	M_d	
A-B	0	150.51	631.88
B-C	150.51	400.30	148.98
C-D	400.30	389.24	98.02
D-E	389.24	149.39	333.78
E-F	149.39	0	100.28

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=85\text{cm}$

$h_0=40\text{cm}$

$b_0=50\text{cm}$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{5.4}{10}; \frac{4.1}{2})$

$b_1 \leq \min(0.54; 2.05)$

Soit : $b_1 = 0.50\text{m}$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 1.50\text{m}$

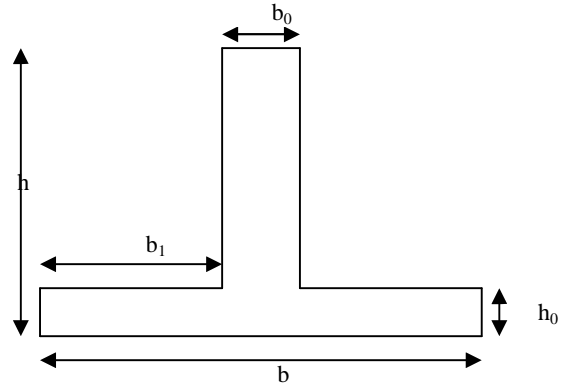


Fig. VI. 9 : Section à ferriller.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tab. VI.7 : Résumé des résultats.

Sens	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	858.35	32.3	4.58	37.70	12T20
	Appui	393.42	14.2	4.58	18.85	6T20
Y-Y	Travée	631.88	23.3	4.58	30.91	6T20+6T16
	Appui	400.30	14.4	4.58	25.13	8T20

- Vérification de l'effort tranchant :

$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 0.611\text{MN}$; $V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = -0.437\text{MN}$

$V = \max(V_1, V_2)$

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 1.56\text{MPa} < 2.5\text{MPa}$.

- Armatures transversales :

$\phi_t \leq \min(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l) = \min(2.42; 5; 2.0) = 2.00\text{mm}$ Soit $\phi_t = 10\text{mm}$.

- **Espacement des aciers transversaux :**

Soit $A_t = 3.58\text{cm}^2 = 2\text{T}10+4\text{T}8$

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow St = \min(76.5; 40\text{cm}) = 40\text{cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.58 \times 400}{0.4 \times 50} = 71.16\text{cm}$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.58 \times 400}{50 \times (1.56 - 0.3 f_{t28})} = 35.63\text{cm}$$

Soit $S_t = 20\text{cm}$

- **Vérification des contraintes**

Il faut vérifier que:

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240\text{MPa}.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab. VI.8 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
X-X	Travée	638.88	12.73	15	235.47	240
	Appui	291.11	7.08	15	227.35	240
Y-Y	Travée	467.95	9.61	15	228.72	240
	Appui	320.99	5.22	15	140.76	240

VI.2.8) les schémas de ferrailage :

VI.2.8.1) les schémas de ferrailage du panneau le plus sollicité :

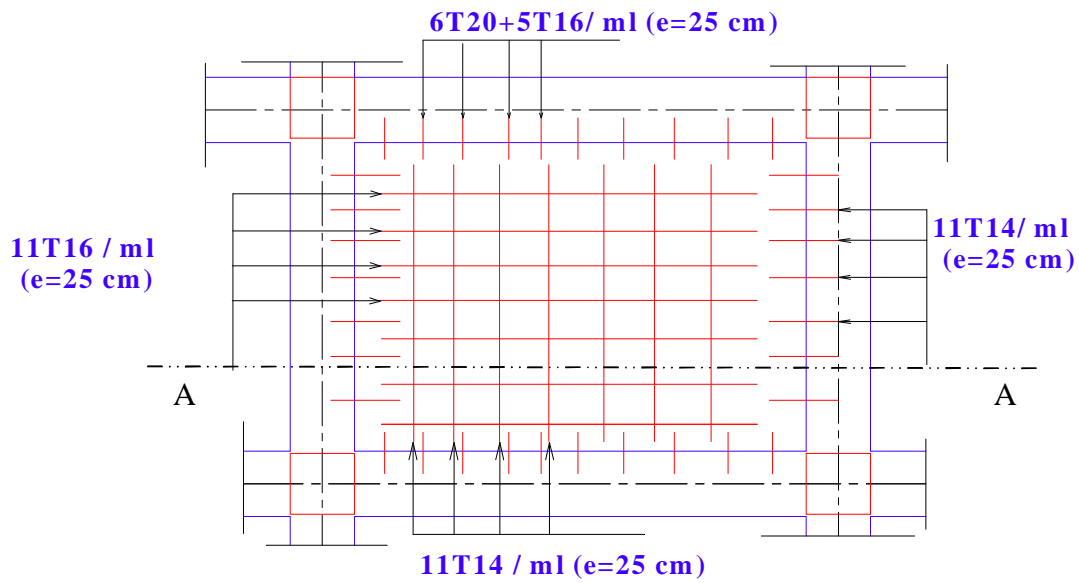


Fig. VI.10 : vue en plan.

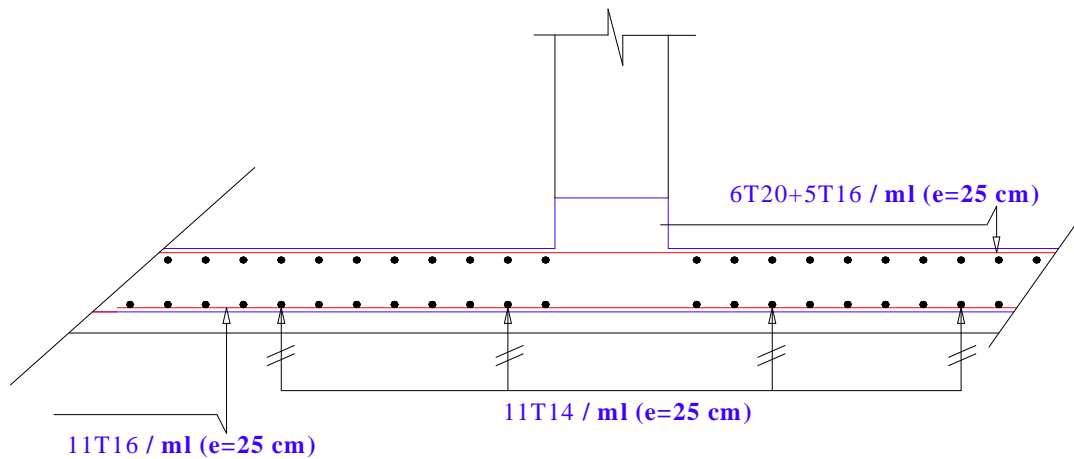


Fig. VI.11 : la coupe suivant A-A.

VI.2.8.2) les schémas de ferrailage des nervures les plus sollicitées

a) Ferrailage de la nervure selon le sens X-X

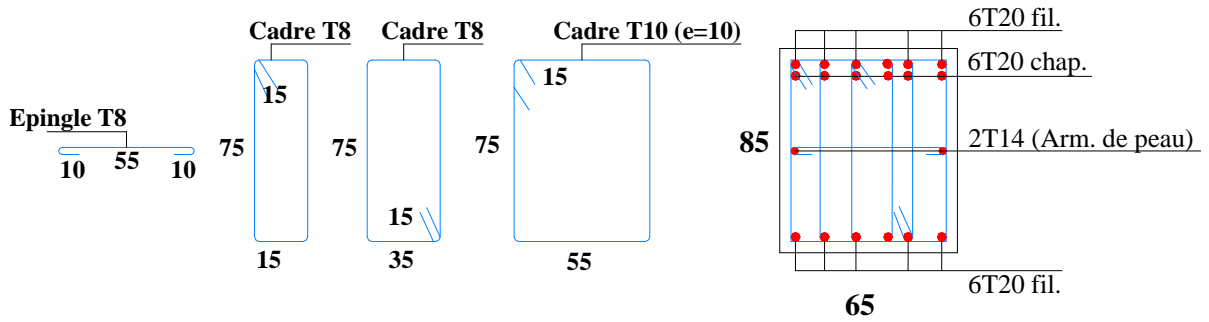


Fig. VI.12 : détails de ferrailage d'une travée de nervure.

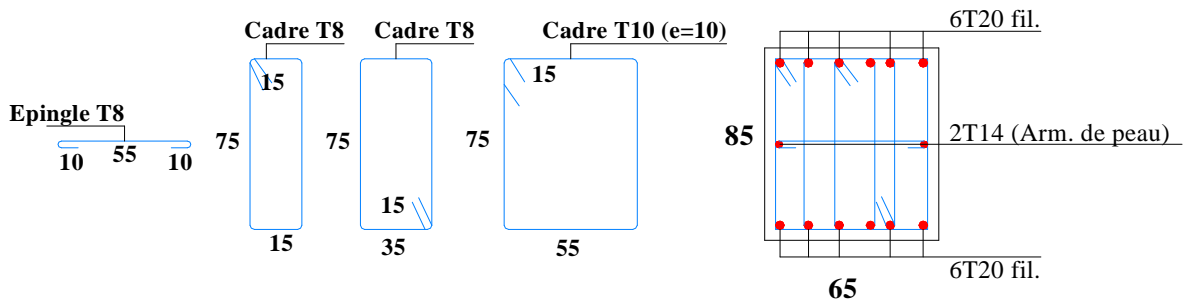


Fig. VI.13 : détails de ferrailage d'un appui de nervure.

b) Ferrailage de la nervure selon le sens Y-Y

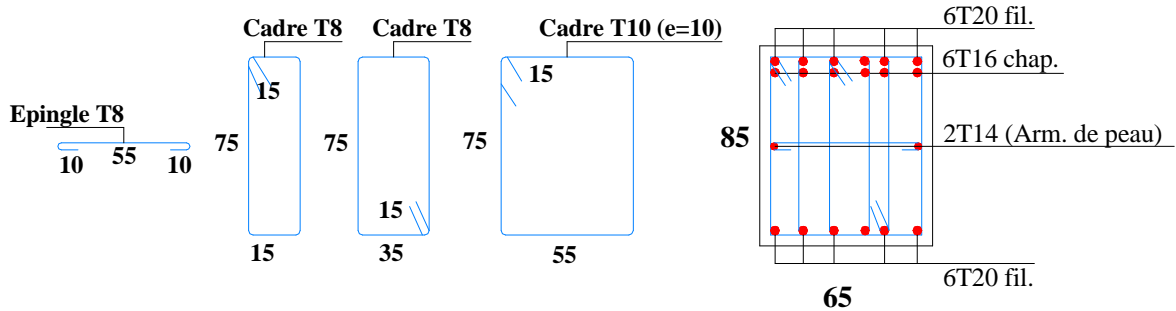


Fig. VI.14 : détails de ferrailage d'une travée de nervure.

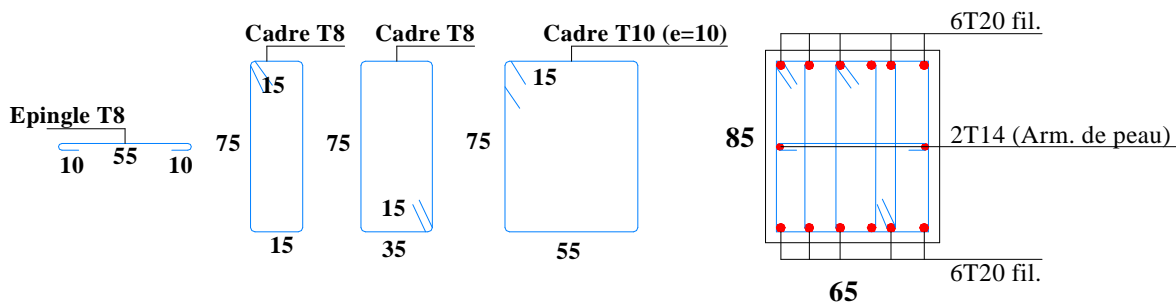


Fig. VI.15 : détails de ferrailage d'un appui de nervure.

VI.3) 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.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION :

L'objectif final d'une étude de génie civil, est l'obtention d'un ouvrage résistant. L'agression sismique constitue un vrai test qui met le bâtiment à l'épreuve; pour cela, les ingénieurs en génie civil doivent investir tout leur savoir faire dans l'étude et la conception.

Une étude fiable d'une construction est directement liée à une bonne reconnaissance de sol et au choix du système de contreventement, qui nous permet d'avoir un bon comportement de la structure, sans négliger la qualité des matériaux de construction pour éviter tout risque de ruine, pour cela, tout ouvrage doit être réalisé conformément aux normes et règles parasismiques en vigueur.

L'étude de ce projet nous a permis d'acquérir de nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et de tirer quelques conclusions qui sont :

- La disposition des voiles ainsi que la rigidité des éléments principaux jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures a contreventement mixtes.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux.
- Les sections minimales exigées par le RPA 99/2003 pour le ferrailage des éléments principaux sont importantes, car ces derniers jouent un rôle prépondérant dans la résistance de la structure.
- Le choix d'un bon site sur bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse.

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.

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 Mouglin, 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^{eme} édition OPU, 2007)

Autres documents consultés :

Cahier de cours de cursus.

Mémoires de fin d'études.

Logiciels utilisés :

SAP 2000/Version 14

SOCOTEC

Autocade 2010.

ANNEXES

ANNEXE (I)

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.0121	0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.1110	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.1098	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.1087	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.1075	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.1063	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.1051	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.1038	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.1026	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.1013	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.1000	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.0987	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.0974	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.0961	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.0948	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.0936	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.0923	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.0910	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.0897	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.0884	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.0870	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.0857	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.0844	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.0831	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.0819	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.0805	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.0792	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.0780	0.97	0.0392	0.9322	0.4065	0.9543
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.0767	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.0743	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
					1.00	0.036	1.0000	0.0441	0.1000

ANNEXE (II)

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm² de N armatures de diamètre Ø en mm

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.2	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.3	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.5	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.7	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.9	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.1	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.3	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.5	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.7	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.9	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.1	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.3	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.5	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.7	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.9	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.1	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.3	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.5	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.7	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.9	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE (III)

$\rho = 0.8$

$\frac{y}{x}$ \ $\frac{u}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	
Valeurs de M_1	0,0	—	0,250	0,200	0,168	0,144	0,126	0,110	0,099	0,089	0,081	0,077
	0,1	0,320	0,235	0,194	0,166	0,143	0,125	0,109	0,098	0,088	0,081	0,077
	0,2	0,257	0,216	0,184	0,160	0,140	0,123	0,108	0,097	0,088	0,079	0,075
	0,3	0,225	0,198	0,172	0,152	0,134	0,118	0,104	0,094	0,086	0,078	0,073
	0,4	0,203	0,181	0,160	0,142	0,126	0,112	0,100	0,090	0,082	0,076	0,069
	0,5	0,184	0,166	0,148	0,132	0,117	0,105	0,095	0,086	0,078	0,073	0,066
	0,6	0,167	0,151	0,135	0,122	0,109	0,098	0,089	0,082	0,074	0,068	0,061
	0,7	0,150	0,137	0,123	0,112	0,101	0,093	0,084	0,076	0,069	0,063	0,057
	0,8	0,135	0,124	0,113	0,103	0,094	0,086	0,078	0,071	0,064	0,058	0,053
	0,9	0,124	0,114	0,104	0,095	0,087	0,079	0,072	0,065	0,059	0,054	0,049
	1,0	0,113	0,105	0,096	0,087	0,079	0,072	0,066	0,059	0,054	0,049	0,045
Valeurs de M_2	0,0	—	0,282	0,231	0,199	0,175	0,156	0,141	0,129	0,116	0,105	0,095
	0,1	0,227	0,196	0,174	0,159	0,145	0,133	0,121	0,111	0,102	0,093	0,083
	0,2	0,160	0,150	0,139	0,129	0,120	0,109	0,103	0,096	0,087	0,079	0,070
	0,3	0,128	0,122	0,114	0,107	0,101	0,094	0,088	0,082	0,075	0,068	0,061
	0,4	0,107	0,102	0,097	0,091	0,086	0,081	0,076	0,071	0,066	0,059	0,058
	0,5	0,090	0,087	0,083	0,078	0,074	0,071	0,067	0,063	0,057	0,053	0,047
	0,6	0,079	0,076	0,073	0,069	0,066	0,063	0,058	0,055	0,051	0,047	0,043
	0,7	0,069	0,067	0,064	0,062	0,058	0,056	0,052	0,048	0,045	0,042	0,038
	0,8	0,062	0,059	0,057	0,054	0,052	0,049	0,046	0,043	0,040	0,037	0,033
	0,9	0,055	0,053	0,051	0,048	0,046	0,044	0,042	0,038	0,036	0,033	0,029
	1,0	0,049	0,047	0,046	0,044	0,041	0,038	0,036	0,034	0,032	0,028	0,027

PLAN

RAPPORT DE SOL