



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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

Mémoire de fin d'études

Mémoire de fin d'études

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

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+11+Sous -sol) à usage d'habitation et
Commercial contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)

Présenté par :

M^r MERABET Kader
M^r MEDJEKDOUD Hidar
M^r HOCINE Cephax

Promoteur :

Mr: BOUZEROURA
Maitre assistant classe « A »

Jury:

M^r CHELOUAH
M^{me} ATTIL.S

Promotion 2012-2013

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un
labeur qu'on dédie de fond de cœur à ceux qu'on
aimes et qu'on remercié en exprimant la
gratitude et la reconnaissance durant toutes
notre existence.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mes très chers frères et sœur

A mes très chers grands parents.

A mes très chères tantes et oncles

A mes binômes et ami hidar ; Kader et aussi à
tous mes amis.

H.CEPHAX

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un
labeur qu'on dédie de fond de cœur à ceux qu'on
aimes et qu'on remercié en exprimant la
gratitude et la reconnaissance durant toutes
notre existence.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mes très chers frères et sœur

A mes très chers grands parents.

A mes très chères tantes et oncles

A mes binômes et ami Cephax ; Kader et aussi à
tous mes amis.

M.Hidar

Remerciement

Au terme de ce modeste travail, nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos vifs remerciements avant tous au bon dieu, le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous tenons à exprimer aussi nos vifs remerciements à notre encadreur monsieur BOUZEROURA pour avoir accepté de nous encadrer durant la période de réalisation de ce travail ;

Aussi aux membres de jury : pour avoir accepté d'évaluer notre travail

Enfin, Nous remercions toute les personnes qui nous ont aidés de prêt ou de loin a la réalisation de notre projet.

Dédicaces

Rien n'est aussi beau à offrir que le fruit d'un
labeur qu'on dédie de fond de cœur à ceux qu'on
aimes et qu'on remercié en exprimant la
gratitude et la reconnaissance durant toutes
notre existence.

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui ont tant donné pour
me voir réussir.

A mes très chers frères et sœur

A tous et toutes personnes qui porte le nom

MERABET

A tous mes chers amis, notamment hidar et cepax

A tous personnes décéder pour une cause noble

A leur tête les **chouhada** de la guerre d'ALGERIE.

M.KADER

Liste des figures

I.1	Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton	07
I.2	Diagramme contraintes déformations à L'ELU	08
I.3	Diagramme des contraintes déformation pour les aciers	10
II.1	Disposition de poutrelle pour le sous-sol	12
II.2	Disposition de poutrelle pour les étages courants	13
II.3	Coupe d'un plancher à corps creux	14
II.4	Schéma poutrelle	14
II.5	Dalle sur un appui	16
II.6	Dalle sur trois appuis	16
II.7	Dalle sur quatre appuis	16
II.8	l'acrotère	17
II.9	Détail d'un escalier	18
II.10	Escalier a trois volées (type1).	18
II.11	Escalier a deux volées (type2)	19
II.12	Schéma de l'escalier	19
II.13	Schéma statique de la 1 ^{ere} et la 3 ^{eme} volée	20
II.14	Schéma statique de la 2 ^{eme} partie	21
II.15	Schéma de l'escalier	22
II.16	Schéma statique de la 1 ^{ere} et 3 ^{eme} partie	22
II.17	Schéma statique de la 2 ^{eme} partie	23
II.18	Schéma de l'escalier	24
II.19	Schéma statique de paillasse	25
II.20	Schéma statique de la paillasse.	25
II.21	Schéma d'un ascenseur	26
II.22	Coupe verticale d'un voile	28
II.23	Surface afférente de (T. inaccessible.)	32
II.24	Surface afférente (étages courants et T. accessible)	33
II.25	Schéma statique de la décente de charge	34
II.26	Surface afférente (étages courants et T. accessible)	37
II.27	Section brute (B_r)	41
III.1	Schéma d'une Poutre	43
III.2	Moment sur une poutre de deux travées	44
III.3	Moment sur poutre plus de deux travées	44
III.4	Effort tranchant sur une poutre à deux travées	44
III.5	Effort tranchant d'une poutre à plus deux travées	44
III.6	Schéma de ferrailage de la dalle de compression	59
III.7	Schéma d'un balcon sur trois appuis	60
III.8	Schéma de ferrailage de D_2	63
III.9	Schéma statique de la dalla sur un seul	64
III.10	Schéma de ferrailage de la dalle type 1	65
III.11	Schéma de la poutre de chainage type I	66
III.12	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage I	68
III.13	Schéma de la poutre de chainage type II	69
III.14	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage type II	72
III.15	Cage d'ascenseur	73
III.16	L'ascenseur	77
III.17	Schéma de ferrailage de la dalle du local des machines	81
III.18	Schéma statique de la 1 ^{ere} et 3 ^{eme} partie	82
III.19	Section à calculé	83
III.20	Schéma statique de partie 2	86
III.21	Charges revenantes à la poutre brisée	90

III.22	Moment de torsion dans la poutre brisée	93
III.23	Schéma de ferrailage de la poutre brisée	95
III.24	Schémas de ferrailage des volées I et III	96
III.25	Schéma de ferrailage de la 2 ^{ème} volée	96
III.26	Schéma statique des deux parties.	97
III.27	Schéma statique de la poutre palier	101
III.28	Moment de torsion dans la poutre palier	103
III.29	Schéma de ferrailage de la poutre palière	106
III.30	Schémas de ferrailage des volées	106
III.31	Schéma de palier sur quatre appuis	107
III.32	Schéma de ferrailage de palier	109
III.33	Vue en plan d'un acrotère	110
III.34	Section à ferrailer	112
III .35	Schéma de ferrailage de l'acrotère	116
IV.1	Vue en 3D de la modélisation par « sap 2000 »	117
IV.2	Spectre de calcul	123
IV.3	Disposition des voiles	124
IV.4	1 ^{er} mode (translation suivant Y)	125
IV.5	2 ^{ème} mode (translation suivant X)	125
IV.6	3 ^{ème} mode (rotation suivant Z)	125
IV.7	Disposition des voiles	128
IV.8	1 ^{er} mode (translation suivant Y)	128
IV.9	2 ^{ème} mode (translation suivant X)	129
IV.10	3 ^{ème} mode (torsion autour de Z)	129
V.1	Zone nodal	138
V.2	Section d'un poteau	144
V.3	Réduction des sections de poteaux	146
V.4	Schémas de ferrailage des poteaux	147
V.5	Dispositions constructives des portiques	150
V.6	Zone nodale	155
V.7	Schéma de ferrailage des poutres principales d'étage Sous-sol	157
V.8	Schéma de ferrailage des poutres secondaires d'étage Sous-sol	158
V.9	Schéma de ferrailage du voile VX3 au niveau de RDC	165
VI.1	Schéma d'une semelle isolée	166
VI.2	Schéma d'une semelle filante	167
VI.3	Schéma du poinçonnement	170
VI.4	Schéma d'une dalle sur quatre appuis	172
VI.5	Schéma de ferrailage du radier	175
VI.6	Répartition des contraintes sur le débord	176
VI.7	Schéma de ferrailage du débord	176
VI.8	Charges transmises aux nervures longitudinales du radier	177
VI.9	Charges transmises aux nervures transversales du radier	178
VI.10	Section à ferrailer	179
VI.11	Voile périphérique	183
VI.12	Répartition des contraintes sur le voile	183
VI.13	Schéma de ferrailage du voile périphérique	186

Liste des tableaux

I.1	f_e en fonction du type d'acier	10
I.2	Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser	11
II.1	Evaluation des charges de l'acrotère	17
II.2	Evaluation des charges de l'ascenseur	26
II.3	Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible(caged'ascenseur)	28
II.4	Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (buanderie)	29
II.5	Evaluation des charge et surcharge de la terrasse accessible	29
II.6	Evaluation des charge et surcharge de plancher étage courant	29
II.7	Evaluation des charge et surcharge de la dalle pleine	30
II.8	Evaluation des charge et surcharge du palier	30
II.9	Evaluation des charge et surcharge du volée.	30
II.10	Récapitulatif des charges sur les volées	31
II.11	Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs.	31
II.12	Sections préalables des poteaux	32
II.13	Poids des éléments	33
II.14	Descente de charges pour le poteau P1	34
II.15	Poids des éléments	37
II.16	Décente de charge pour le poteau P2.	37
II.17	Efforts normaux dans les deux poteaux	39
II.18	Vérification des poteaux la compression simple	40
II.19	Vérification des poteaux au flambement	42
II.20	Caractéristiques des éléments structuraux	42
III.1	Différents types de poutrelles.	45
III.2	Chargement des poutrelles	46
III.3	Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ULS	47
III.4	Les sollicitations max à l'ELU et l'ULS	48
III.5	Tableau du ferrailage des poutrelles	55
III.6	Vérification au cisaillement	56
III.7	Vérification des états limitent de compression du béton	57
III.8	Vérification des états limites de déformation	57
III.9	Ferrailage de différents types de poutrelles	59
III.10	Les sollicitations calculées	61
III.11	Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis	62
III.12	Vérification des contraintes	62
III.13	Ferrailage de la dalle pleine sur un appui	64
III.14	Vérification des contraintes	65
III.15	Sollicitation à l'ULU et l'ULS	66
III.16	Ferrailage de la poutre de chaînage	66
III.17	Vérification des contraintes	67
III.18	Sollicitation à l'ELU et l'ELS	69
III.19	Ferrailage de la poutre de chaînage	69
III.20	Vérification des contraintes	70
III.21	Ferrailage de la dalle local des machines	74
III.22	Vérification des contraintes	76

III.23	Ferraillage de la dalle de l'ascenseur	78
III.24	Vérification de contrainte	80
III.25	Caractéristiques de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} volée	82
III.26	Sollicitation à l'ELU et l'ELS	83
III.27	Ferraillage de la 1 ^{ère} et 3 ^{ème} partie	84
III.28	Vérification des contraintes de compression dans le béton	85
III.29	Calcul de la flèche	86
III.30	Caractéristiques de la 2 ^{ème} volée	87
III.31	Ferraillage de la 2 ^{ème} partie	87
III.32	Vérification à L'ELU	88
III.33	Vérification des contraintes de compression dans le béton	88
III.34	Charges transmises par les volées	90
III.35	Sollicitation à l'ELU et l'ELS	91
III.36	Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple	91
III.37	Vérification à L'ELU	91
III.38	Vérification des contraintes de compression dans le béton	92
III.39	Caractéristiques de la volée.	97
III.40	Sollicitation à l'ELU et l'ELS	97
III.41	Ferraillage de la volée.	98
III.42	Vérification à L'ELU	98
III.43	Vérification des contraintes de compression dans le béton.	99
III.44	Calcul de la flèche.	99
III.45	Sollicitation à l'ELU et l'ELS	101
III.46	Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple	101
III.47	Vérification à L'ELU	102
III.48	Vérification des contraintes de compression dans le béton	102
III.49	Calcul des sollicitations	108
III.50	Ferraillage de la dalle pleine sur quatre appuis	108
III.51	Vérification des contraintes	109
III.52	Combinaison d'action	111
IV.1	Valeurs des pénalités P_q	119
IV.2	Vérification sous charges verticales	126
IV.3.	Vérification de l'effort normal réduit	127
IV.4	Propriétés des poteaux et poutres	127
IV.5	Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses	128
IV.6	Vérification sous charges verticales	131
IV.7	Vérification sous charges horizontales	132
IV.8	Vérification de l'effort normal réduit	133
IV.9	Vérification de la résultante des forces sismiques	133
IV.10	Vérification des déplacements	134
IV.11	Vérification de l'effet $P-\Delta$	136
V.1	Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	138
V.2	Les sollicitations dans les poteaux	139
V.3	Ferraillage des poteaux	141
V.4	Calcul des armatures transversales	141
V.5	Vérification du flambement pour les poteaux	143
V.6	Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux	144

V.7	Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux	145
V.8	Ferraillage des poutres principales et secondaires	150
V.9	Vérification des contraintes tangentielles	153
V.10	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	154
V.11	Vérification de l'état limite de compression du béton	154
V.12	Vérification de la flèche pour les poutres	155
V.13	Les moments résistants dans les poteaux	156
V.14	Vérification de la zone nodale	156
V.15	Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x'	160
V.16	Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} // à x-x'	161
V.17	Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3} // à x-x'	161
V.18	Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x4} // à x-x'	161
V.19	Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x5} // à x-x'	162
V.20	Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x6} // à x-x'	162
V.21	Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à y-y'	163
V.22	Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y2} // à y-y'	163
V.23	Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y3} // à y-y'	163
V.24	Sollicitations de calcul dans le voile V_{x3} dans tous les niveaux	164
V.25	Sollicitations de calcul dans le voile V_{y3} dans tous les niveaux	165
VI.1	Tableau ferraillage du radier	174
VI.2	Vérification des contraintes dans le béton	174
VI.3	Vérification des contraintes dans l'acier	175
VI.4	Vérification des contraintes dans l'acier	175
VI.5	Sollicitations de la nervure principale	178
VI.6	Sollicitations de la nervure transversale	178
VI.7	Résumé des résultats du ferraillage	179
VI.8	Vérification des contraintes	180
VI.9	Ferraillage des nervures de fondation	181
VI.10	Tableau de ferraillage	184
VI.11	Résultats de calcul et vérification à l'ELS	185

liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

q_u : Contrainte de rupture.

q_a : Contrainte admissible du sol.

Q_{pu} : charge limite de pointe.

Q_{Su} : Charge limite de frottement latérale.

C : *cohesion du sol.*

γ: poids volumique

. N_C, N_γ, N_q sont des paramètre sans dimension dépendant de γ ,ils sont donnes par le tableau de l'article 3.31(DTR-BC2.331).

Sommaire

Introduction générale.

Chapitre I : Généralités

I.1	Présentation de l'ouvrage	02
I.2	Règlements et normes utilisés	03
I.3	Indication générale sur les règles de BAEL	03
I.4	Actions et sollicitations	04
I.5	Les matériaux de constructions	06

Chapitre II Pré dimensionnement des éléments

II.1	Introduction.	12
II.2	Pré dimensionnement des éléments secondaires	12
II.3	Pré dimensionnement des éléments structuraux	26
II.4	Evaluation des charges et surcharges	28
II.5	Décent de charge	31
II.6	Conclusion	42

Chapitre III Etude des éléments secondaires

III.1	Introduction.	43
III.2	Etude des planchers	43
III.3	Etude des dalles pleines	60
III.4	Etude des poutres de chainages	66
III.5	Etude de l'ascenseur	73
III.6	Calcul des escaliers	82
III.7	Etude de l'acrotère	110

Chapitre IV Etude dynamique

IV.1	Introduction.	118
IV.2	Objectifs et exigences	118
IV.3	Méthode de calcul.	118
IV.4	Exigences du RPA99	123
IV.5	Modélisation du bâtiment vis-à-vis du RPA 99/Version2003	124
IV.6	Conclusion	136

Chapitre VI Etude des éléments structuraux

VI.1	Etude des poteaux	137
VI.2	Etude des poutres	148
VI.3	Etude des voiles	158

Chapitre VII Etude de l'infrastructure

VII.1	Introduction.	166
VII.2	Choix du type des fondations	166
VII.3	Calcul des fondations profondes	168
VII.4	Voile périphérique	182

Conclusion générale.

Bibliographie.

Annexes.

Introduction générale

Parmi les catastrophes naturelles qui affecte la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute seules qui ont le plus d'effet destructeur dans les zones Urbanisées. Les phénomènes sismiques ne sont pas encore parfaitement connus, et les tremblements de terre importants sont antérieurs à ce dont peut se souvenir la mémoire collective urbaine, c'est pour quoi la plus part des nations ne sont pas encore mises à l'abri de ce risque social et économique majeur. La plus part des habitants des zones à risque sont au courant des antécédents sismiques plus par l'ouïe que par l'expérience personnelle directe. Or la prise de conscience est indispensable mais elle ne suffit pas pour inciter à l'action. En général on a tendance à surévaluer la probabilité des événements que l'on souhaite et à sous estimer la probabilité de ceux que l'on redoute. La sensibilisation à ce risque ne se fait que très progressivement dans la population, le milieu professionnel et la puissance publique. Pour que cette démarche puisse aboutir, il faut qu'elle trouve un écho au sein de tous les milieux concernés.

A cet effet, et à travers le monde, on a créé et imposé des règlements visant à cadrer les constructions en zones sismiques et à les classer, afin de mieux les concevoir et réaliser. Ces règlements sont le fruit de longues années d'expériences et de recherche approfondie, dont le but est d'offrir un seuil de sécurité qui permettra de protéger les vies humaines et de limiter les dommages lors des secousses sismiques.

Le présent travail consiste en l'étude et la conception d'un bâtiment R+11+sous- sol avec un contreventement mixte (voile / portique) implanté dans la wilaya de BEJAIA qui est une zone de moyenne sismicité (zone II-a).

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons 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 logicielSAP2000. 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 V.

I.1 : Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un immeuble en R+11+sous sol, à usage multiple (habitation et commerces), classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe **2**, ayant une importance moyenne.

Le projet est situé au sud de la **gare routière** au lieu dit **quatre chemin** au sud-est du centre ville de Bejaia. D'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en **zone IIa** (zone moyenne sismicité).

I.1.1 : Description architecturale :

Pour la longueur et la largeur du bâtiment voir le plan architectural

- Hauteur totale du bâtiment : **40,90m.**
- Hauteur du sous sol : **3,06m.**
- Hauteur du RDC : **3.57m.**
- Hauteur des étages courants : **3,06m.**
- Longueur de bâtiment : **23,91 m**
- Largeur de bâtiment : **15,24m**
 - La contrainte de sol est de **1.5 bar** avec un encrage **de 2.4m.** (annexe 3)

La structure de notre bâtiment est en béton armé avec un contreventement mixte, le RPA99 version 2003 exige l'introduction des voiles, pour toute structure dépassent une hauteur de 14m en zone **IIa**. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

I.1.2 : Description structurale :

- ❖ **Les planchers** : constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers** : sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.
- ❖ **Les façades et les cloisons** :
 - les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses avec 30 cm d'épaisseur séparées par une âme d'air de 5cm.
 - les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique creuse d'épaisseur 10cm.

- ❖ **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse qui est accessible.
- ❖ **L'infrastructure** : comme dans notre cas le choix c'est porté sur un radier pour qu'il assure les fonctions suivantes :
 - transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - limitation des tassements différentiels

I.2 : Règlements et normes utilisés : Les règlements et normes utilisés sont :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖ DTR BC2.33.2.

I.3 Les états limites : (BAEL91)

I.3.1 : Définition : Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ces éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable des actions appliquées.

a) Etat limite ultime : Ce sont ceux qui sont associés à la perte de stabilité de la structure ; ils sont directement liés à la sécurité des personnes.

Les phénomènes correspondants sont : la rupture locale ou globale, la perte d'équilibre statique ou dynamique et l'instabilité de forme.

b) Etat limite de service : Ce sont ceux qui sont associés à l'aptitude à la mise en service; ils sont donc liés aux conditions d'exploitation et à la durabilité recherchée pour l'ouvrage.

Les phénomènes correspondants sont : la fissuration, les déformations, . . .

I.3.2 les hypothèses de calcul :

I.3.2.1 E.L.U : [4]

- 1- conservation des sections planes.
- 2- il n'y pas de glissement relatif (l'un par rapport à l'autre) entre les armatures et le béton.
- 3- la résistance à la traction du béton est négligeable.
- 4- l'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- 5- le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ ; dans le cas de flexion simple ou composée, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

6- le diagramme contrainte déformation $(\sigma; \varepsilon)$ de calcul du béton : on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée et le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas

7-on peut supposer concentrée en son centre de gravité la section d un groupe de plusieurs barres, tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15 %.

I.3.2.2 E.L.S : [4]

1- les hypothèses citées précédemment en 1, 2, 3.

2- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$)

3- $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec E_s : module de Young de l'acier ; n : coefficient d'équivalence acier-

béton.

4- On ne réduit pas dans les calculs, les aires des aciers de l'aire du béton comprimé

Une action peut se définir comme un ensemble de forces ou de couples de forces appliquées à la structure ou bien comme une déformation imposée à la structure.

I.4 les actions :

I.4.1 : Les différents types d'actions :

- **Les actions permanentes (G) :** Les actions permanentes dont la variation dans le temps est négligeable; elles comprennent :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des cloisons, revêtements, superstructures fixes.
 - Le poids et poussées des terres ou les pressions des liquides.
 - Les déformations imposées à la structure.
- **Les actions variables (Q) :** Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :
 - Les charges d'exploitations.
 - Les charges climatiques (neige et vent).
 - Les effets thermiques.

➤ **Les actions accidentelles (F_A)** : Ce sont celles provenant de phénomène qui se produisant rarement dont la durée est très courte par rapport à la durée de vie de l'ouvrage, on peut citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions
- Les feux.

I.4.2 : Valeurs de calcul des actions : Pour tenir compte des risques non mesurables, on associe aux valeurs caractéristiques des actions un coefficient de sécurité pour obtenir les valeurs de calcul des actions. Puis on combine ces valeurs de calcul pour établir le cas de chargement le plus défavorable

a) Combinaison d'actions à l'ELU: [4]

➤ **Situation durable ou transitoire** : On ne tient compte que des actions permanentes et des actions variables, la combinaison utilisée est :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + 1.5Q_1 + \sum_{i \geq 2} \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.77$ pour les bâtiments à usage courant.

Ψ_{oi} : Coefficient de pondération.

➤ **Situations accidentelles :**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + F_A + \Psi_{1i} Q_1 + \sum_{i > 1} \Psi_{2i} Q_i$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

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

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

$$\Psi_{1i} = \begin{cases} 0.15 & \text{Si l'action d'accompagnement est la neige.} \\ 0.50 & \text{Si l'action d'accompagnement est l'effet de la température.} \\ 0.20 & \text{Si l'action d'accompagnement est le vent.} \end{cases}$$

b) Combinaison d'action à l'E L S : [4]

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} Q_i$$

$\Psi_{oi} = 0.6$ pour l'effet de la température.

Avec :

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

G min : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q1 : action variable de base.

Q i : action variable d'accompagnement.

c) Combinaisons de calcul : [4]

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

$$\text{Situations durables} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G+1.5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

$$\text{Situations accidentelles} \quad \left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E. \\ G + Q \pm 1.2E. \\ 0.8G \pm E. \end{array} \right.$$

I.5 : Les matériaux :

I.5.1 : Béton : est un mélange de ciment, de sable, de granulat et d'eau et éventuellement des adjuvants.

Le ciment : pour la réalisation des ouvrages en béton armé, le ciment utilisé généralement est le CEM II (42.5).le dosage de ciment par mètre cube de béton est de 350kg.

I.5.1.1 : Caractéristiques mécanique du béton :

a) résistance à la compression f_{cj} : Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par l'essai d'écrasement des éprouvettes cylindriques en béton normalisées (16*32) cm² dans le laboratoire.

Dans le cas courant le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression à 28 jours f_{c28}

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad [4]$$

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

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{1,4 + 0,95} f_{c28} & \text{si } j \leq 28j \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28j \end{array} \right. \quad [4]$$

Voir le diagramme de la page suivante :

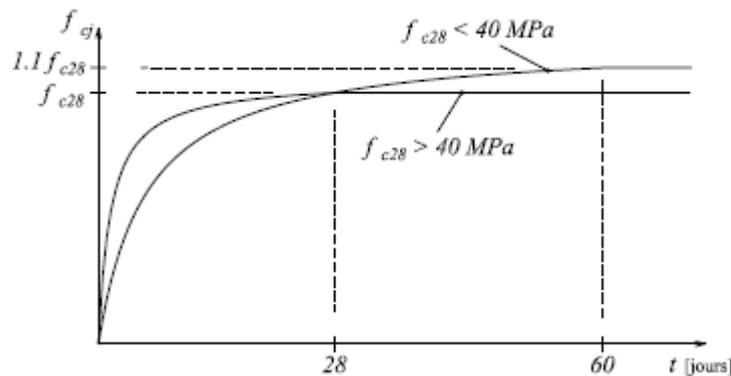


Figure I.1: Evaluation de la résistance f_{c_j} en fonction de l'âge du béton

Pour 1m^3 de béton courant dosé à 350kg de ciment portland artificiel (CPA325), la résistance moyenne f_{c28} , comprise entre 22 et 25 MPa.

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

b) Résistance à la traction f_{t_j} : la résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{t_j} , est donnée par :

$$\begin{cases} f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{t_j} = 0.275 f_{c_j} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad [4]$$

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

c) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : [4]

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} \min(0.2 f_{c_j} / \gamma_b ; 5\text{ MPa}) & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ \min(0.15 f_{c_j} / \gamma_b ; 4\text{ MPa}) & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

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

$$\tau_{\text{Adm}} = \begin{cases} 3.33\text{ MPa} & \text{pour la fissuration peu nuisible.} \\ 2.5\text{ MPa} & \text{pour la fissuration préjudiciable.} \end{cases}$$

d) Module déformation longitudinale du béton : on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} . Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané dont la durée est inférieure à 24 heures, le module instantané est pris égal.

$$E_{ij} = 11000 * (f_{c_j})^{1/3} \quad [4]$$

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, le module instantané est pris égal à trois le module différé.

$$E_{ij} = 3 * E_{vj} \quad [4]$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a : $E_{ij} = 11000 * (f_{c28})^{1/3}$.

$$E_{vj} = (1/3) * E_{ij}$$

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

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

$$E_{v28} = 10721.40 \text{ MPa}$$

e) **Module déformation transversale du béton :**

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

Avec : E : module de Young

ν : Coefficient de poisson [4]

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU).

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS).

ELU : $\nu = 0$ et $G = 0,5 * E$

ELS : $\nu = 0,2$ et $G = 0,42 * E$

f) **Diagramme contraintes déformations :**

Diagramme contraintes (σ_{bc})-déformations relatives (ε_{bc}):

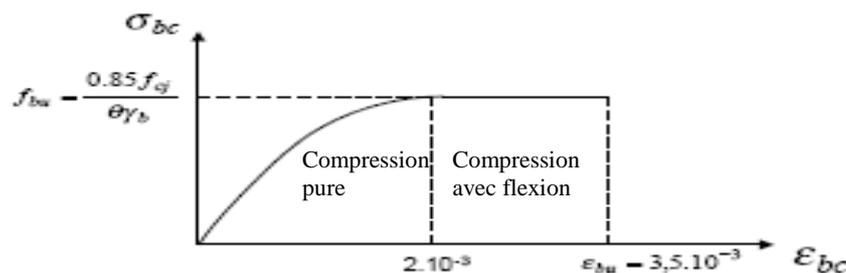


Figure II.2 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

- f_{bu} : est la valeur de calcul de la contrainte du béton

$$f_{bu} = \begin{cases} 0.25 * f_{bu} * 10^3 * \varepsilon_{bc} * (4 * 10^3 * \varepsilon_{bc}) & \text{si } 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2^0/00 \\ 0.85 * f_{c28} / \theta * \gamma_b & \text{si } 2 \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5^0/00 \end{cases} \quad [4]$$

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

$$\theta = \begin{cases} 1..si \text{ durée} > 24h \\ 0.9..si 1h > \text{durée} < 24h \\ 0.8..si h < 1h \end{cases}$$

- γ_b est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 (\text{cas courants}) \\ 1.15 (\text{combinaisons accidentelles}) \end{cases}$$

I.5.2 : L'acier:

Leurs rôles c'est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent pas être repris par le béton, les armatures longitudinales des éléments structuraux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500$ MPA et l'allongement sous charges maximales doit être supérieur à cinq pour cent (5%) pour faire travailler au maximum l'acier.

I.5.2.1 : Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

- **Contraintes limites σ_s :**

✓ **ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{tq} \quad \gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{Cas général} \\ 1 & \text{Cas accidentel} \end{cases}$$

γ_s : est le coefficient de sécurité

✓ **ELS :** [4]

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration :

Cas 1 : fissuration peu préjudiciable (FPP-intérieur) :

$$\sigma_s = f_e \text{ [MPa]}$$

Cas2 : fissuration préjudiciable (FP-extérieur) :

$$\sigma_s = \min (2/3 * f_e, 110(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}$$

f_{tj} : résistance à la traction du béton à l'âge de j jours.

Cas 3 : fissuration très préjudiciable (FP-milieus agressifs):

$$\sigma_s = \min (0.5 f_e ; 90(\eta * f_{tj})^{1/2}) \text{ [MPa]}.$$

η : Coefficient de fissuration avec:

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta=1 : \text{pour les ronds lisses, treillis soudés.} \\ \eta=1.6 : \text{pour les hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

I.5.2.2 : Principales armatures utilisées :

Tab I.1 : f_e en fonction du type d'acier.

	Aciers ronds lisses		Aciers à hautes adhérences		Treillis soudés à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
désignation	FeE215	FeE235	FeE400	FeE500	TLE500	FeTE500
f_e [MPa]	215	235	400	500	500	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

I.5.2.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers :

Le diagramme se compose de deux parties : [4]

- Droite de Hook ($\sigma = E_e \epsilon$) de pente $E=2 \cdot 10^5 \text{ MPA}$ indépendante de la nuance.
- Droite horizontale limitée à 10%(déformation maximale).

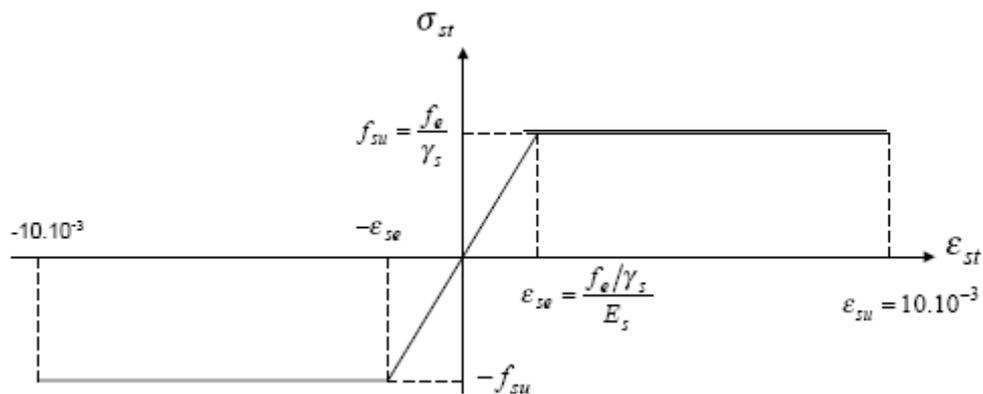


Figure I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers.

La valeur de calcul de la limite d'élasticité garantie f_{su} est définie par :

$$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$$

- σ_s est la valeur de calcul de la contrainte de l'acier.

- γ_s est le coefficient de sécurité :

$$\gamma_s = \begin{cases} 1.15 & \text{(cas courants).} \\ 1 & \text{(combinaisons accidentelles).} \end{cases}$$

I.5.3 : Matériaux utiliser :

Tab I.2 : Caractéristique mécanique des matériaux à utiliser

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable	14,2
		*situation accidentelle
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
		400
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle	348
		*situation courante
	Contrainte à l'ELS : *FPN	201.6
		*FN
*FTN		

II.1. INTRODUCTION

Afin de déterminer les sections minimales des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts sollicitant nous procédons à un pré dimensionnement de ces éléments. Cette opération se fait conformément aux règles édictées par les règlements en vigueur (RPA99 (version 2003), BAEL 91, CBA 93,...).

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaires

II.2.1 les planchers

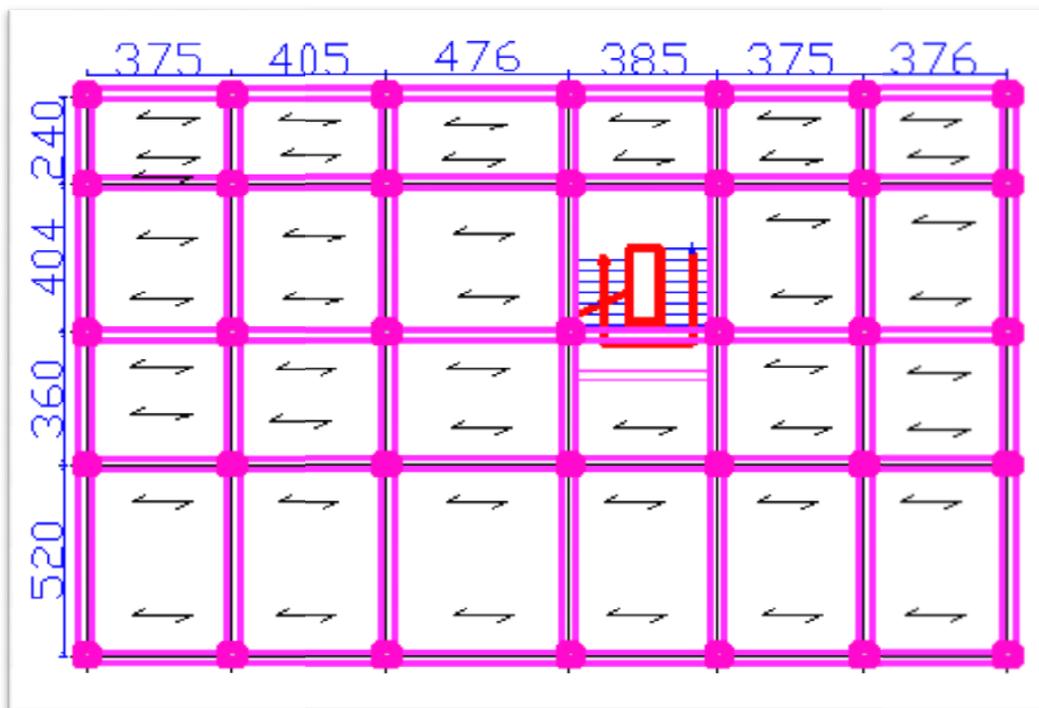


Fig. II.1. Disposition de poutrelle pour le sous-sol

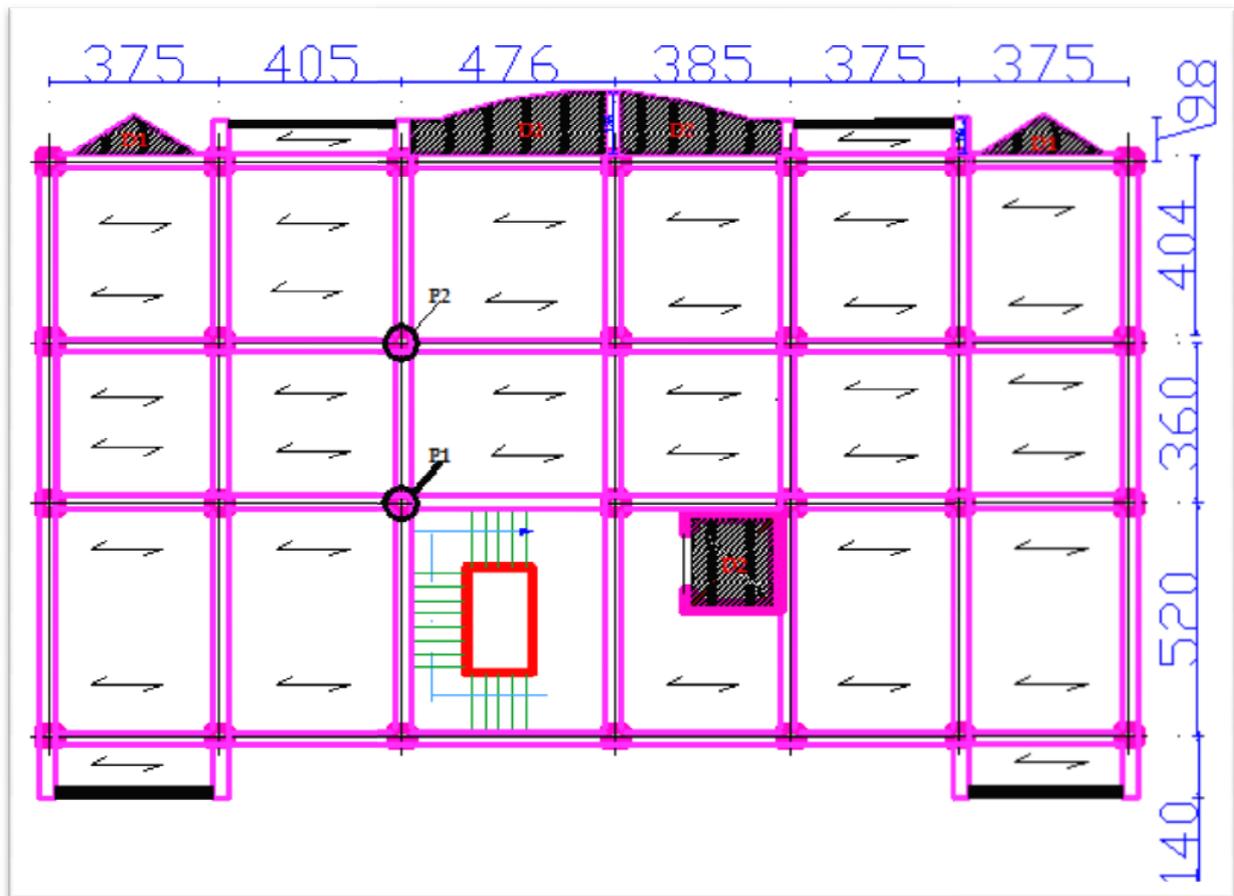


Fig. II.2. Disposition de poutrelle pour les étages courants

II.2.1.1. Planchers a corps creux

Le plancher à corps creux est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad [4]$$

Avec

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

h_t : hauteur total du plancher

$$L_{\max} = (476-30) = 446 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{446}{22,5} = 19.82 \text{ cm}$$

Donc on adopte un plancher de hauteur ($h_t = h_{cc} + h_0 = 20 + 4$) = 24 cm

- $h_{cc} = 20 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.
- $h_0 = 4 \text{ cm}$: hauteur de la dalle de compression.

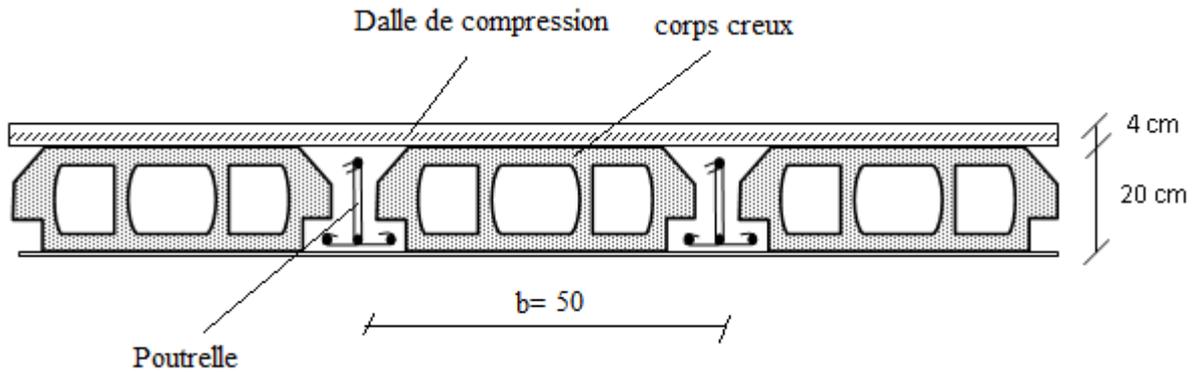


Fig. II.3. Coupe d'un plancher à corps creux

1. Poutrelles

Les poutrelles ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé, sont disposées parallèlement a la petit portée .dans le cas où les travées sont identiques, on prend le sens où on a le plus d'appuis (critère de continuité). Elles se calculent comme une poutre continue de section en T.

La dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

Avec

L_x : représente la distance entre poutrelles ($l_x = 55 \text{ cm}$).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y = 345 \text{ cm}$).

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

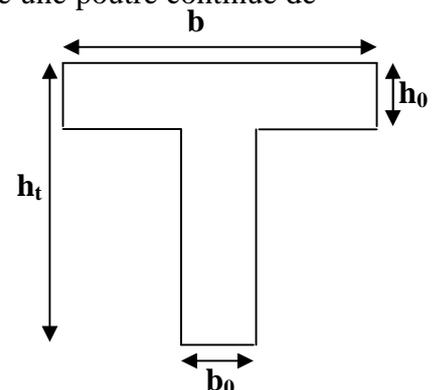


Fig. II.4. Schéma poutrelle

$$b_0 = (0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 9.6 \leq b_0 \leq 14.4$$

On prend $b_0 = 10$ cm

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{345}{10} \right] \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à :

$$b = 65 \text{ cm}$$

II.2.1.2. Plancher à dalle pleine

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux). Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle qui sont des éléments entourés par des poteaux, murs et voiles, son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants donnés par les règlements :

Résistance à la flexion

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ 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 3 ou 4 appuis.

L_x est la plus petite portée.

Résistance au feu

- $e = 7$ cm pour une heure de coupe feu.
- $e = 11$ cm pour deux heures de coupe feu.
- $e = 17.5$ cm pour quatre heures de coupe feu.

Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 14 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans notre cas les dalles pleine sont utilise dans les balcons et la cage de l'ascenseur.

On distingue trois types :

1. Dalle sur un appui (balcon)

On a: $L_x=83$ cm ;

$$e \geq \frac{83}{20} = 4.15 \text{ cm}$$

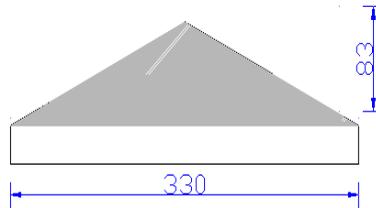


Fig. II.5. Dalle sur un appui

2. dalle sur trois appuis (balcon)

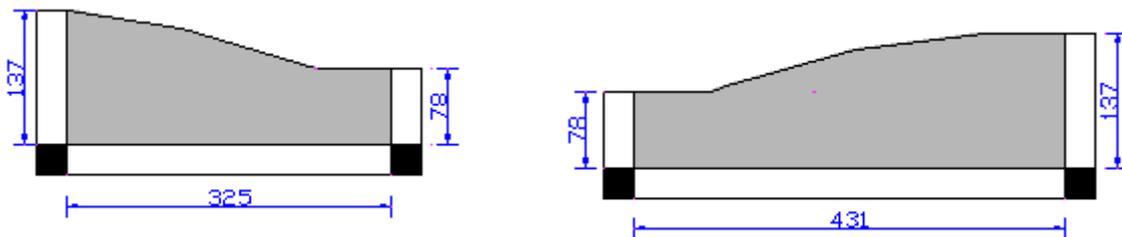


Fig. II.6.dalle sur trois appuis

On prend les dimensions de panneau le plus sollicité :

$L_x=137$ cm; $L_y= 431$ cm

$$\frac{137}{50} \leq e \leq \frac{137}{40} \Rightarrow 2.75 \leq e \leq 3.42 \Rightarrow e = 3 \text{ cm}$$

3. dalle sur quatre appuis (cage de l'ascenseur)

On a : $L_x=210$ cm ; $L_y= 220$ cm.

$$\frac{210}{50} \leq e \leq \frac{210}{40} \Rightarrow 4.2 \leq e \leq 5.25 \Rightarrow e = 4.5 \text{ cm.}$$

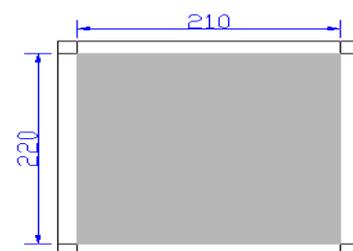


Fig. II.7.dalle sur quatre appuis

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faible, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition d'isolation phonique $e \geq 14 \text{ cm}$

d'où on adopte pour une épaisseur :

- $e=14 \text{ cm}$pour les balcons.
- $e=20 \text{ cm}$pour la cage de l'ascenseur vue le poids important de l'ascenseur.

II.2.2. pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde corps pour les terrasses accessibles.

Tableau II.1. Evaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseurs (cm)	Surface (m ²)	densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	15	0.069	25	1.725
Enduit de ciment intérieur	2	0.012	20	0.24
Enduit de ciment extérieur	2	0.01	20	0.2
Charge permanents totale	$G = 2.165 \text{ KN/ml}$			
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN/ml}$			

Fig. II.8. l'acrotère

II.2.3. Pré dimensionnements des escaliers

L'escalier est un élément en béton armé conçus sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

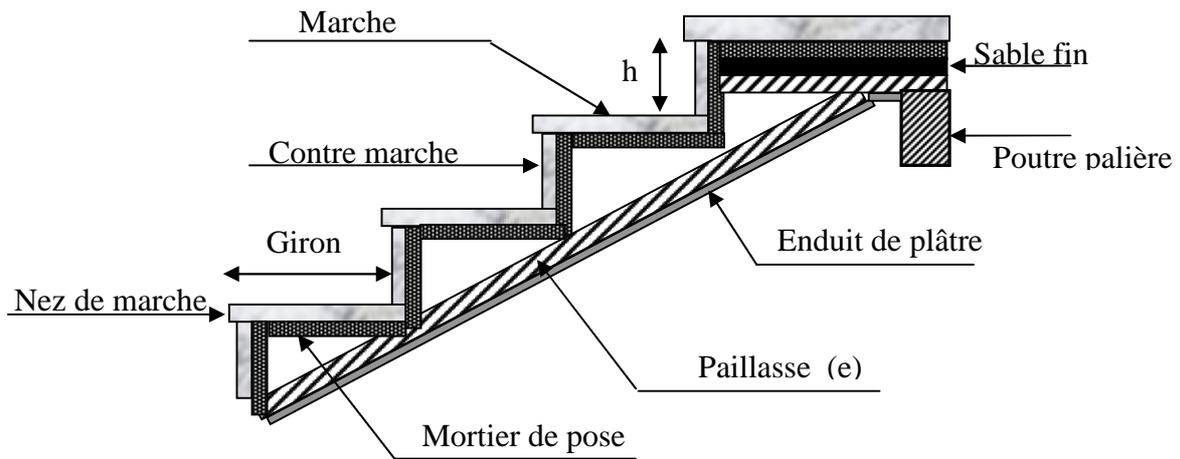


Fig. II.9. Détail d'un escalier

II.2.3.1.types d'escaliers

On distingue dans notre projet deux types d'escaliers qui sont :

- a) **type1** : escalier droit a trois volées (figure II.10)

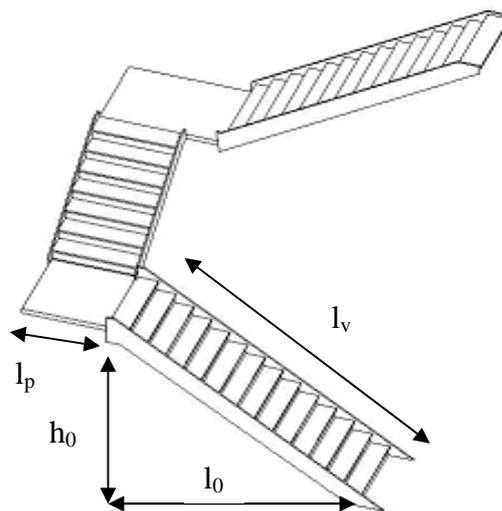


Fig. II.10 : escalier a trois volées (type1).

b) **Type 2** : escaliers droits à deux volées (figure II.11)

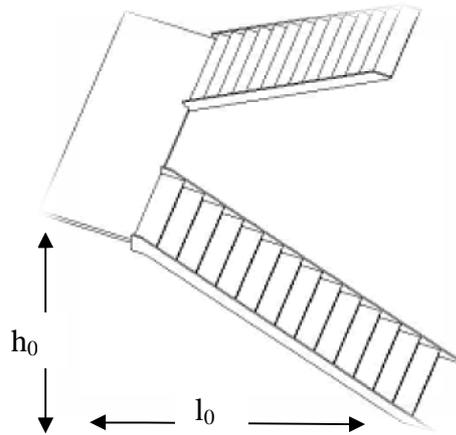


Fig. II.11 : escalier a deux volées (type2).

II.2.3.2 DIMENSIONNEMENT

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- La formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm}$$

a) **Type 1** : pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 3 volées :

a.1. Escalier du RDC :

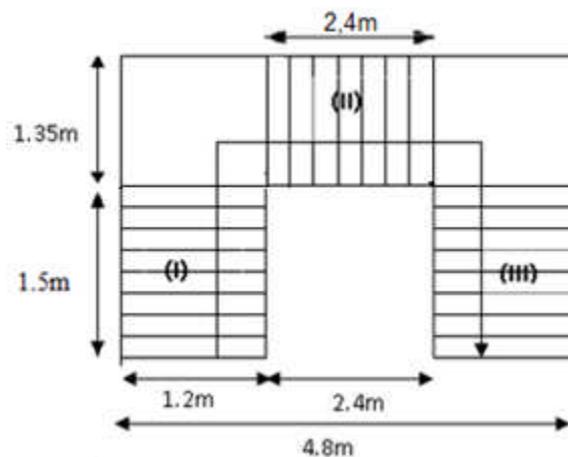


Fig. II.12. Schéma de l'escalier

a.1.1. première et troisième partie (I et III)

a.1.1.1.Epaisseur de la paillasse

- La longueur développée est : $L=L_v+L_p$
- L_v : longueur de la volée
- L_p : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.35 + \sqrt{1.5^2 + 1.02^2} = 3.16m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{316}{30} \leq e \leq \frac{316}{20}$$

$$\Rightarrow 10.53cm \leq e \leq 15.8cm$$

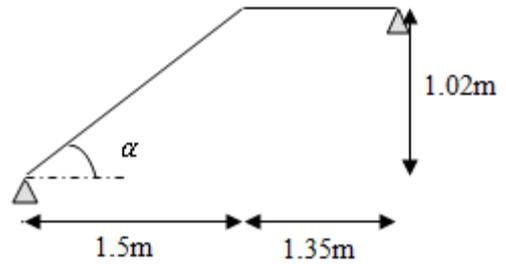


Fig. II.13. Schéma statique de la 1^{ère} et la 3^{ème} partie

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend **$e=14cm$** .

a.1.1.2.calcul du nombre de marche et de contre marche

On a $L_0= 1.5 m$; $H=1.02 m$.

$$64n^2 - (64+2H+L_0) n + 2H=0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 1.02+1.5)n + 2 \times 1.02=0$$

$$64n^2 - 418n + 204=0$$

En résolvant la dernière équation en obtient : Le nombre de contre marche est : **$n=6$**

Le nombre de marche est : **$n-1=5$**

a.1.1.3. Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{150}{5} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$\Rightarrow g= 30 cm \text{ et } h= 17 cm$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{102}{6} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

a.1.2. Deuxième partie

Elle se calcule comme une console encastree dans la poutre brisee comme l'indique la figure suivante :

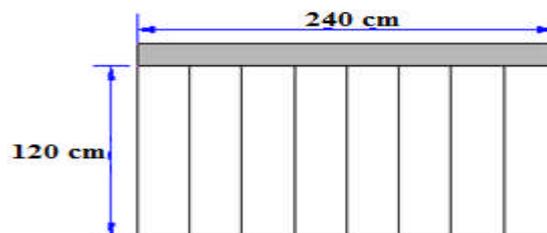


Fig. II.14. Schéma statique de la 2^{ème} partie

a.1.2.1. Epaisseur de la paillasse

$$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{120}{20} = 6cm$$

$e \geq 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu.

On prend $e = 14$ cm.

a.1.2.2. Calcul de nombre de marche et de contre marche

On a $L_0 = 2.4$ m ; $H = 1.53$ m.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.53 + 2.4)n + 2 \times 1.53 = 0$$

$$64n^2 - 610n + 306 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : **$n = 9$**

Le nombre de marche est : **$n - 1 = 8$** .

a.1.2.3. Calcul de giron(g) et la hauteur de contre marche

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$\Rightarrow g = 30$ cm et $h = 17$ cm

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

a.2.l'escalier des étages courent

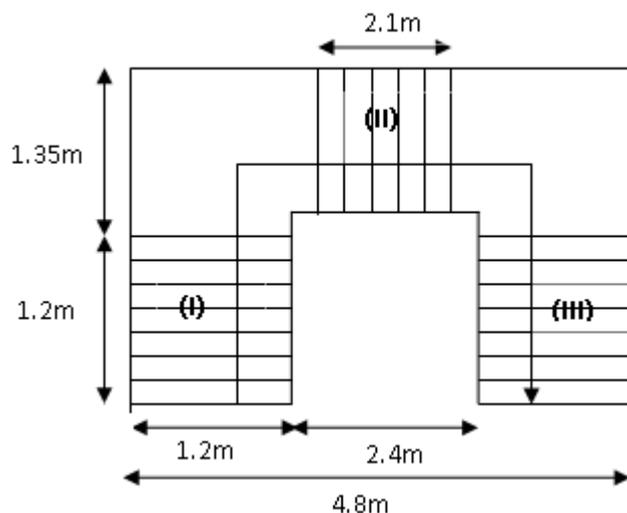


Fig. II.15. Schéma de l'escalier

a.2.1.première et troisième partie

a.2.1.1.Epaisseur de la pailasse

- la longueur développée est : $L=L_v+L_p$
- L_v : longueur de la volée
- L_p : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.35 + \sqrt{1.2^2 + 0.85^2} = 2.82m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{282}{30} \leq e \leq \frac{282}{20}$$

$$\Rightarrow 9.4cm \leq e \leq 14.1cm$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend **$e=14cm$**

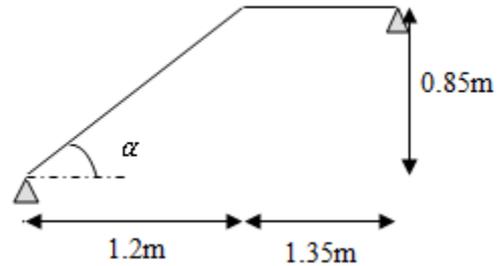


Fig. II.16. Schéma statique de la 1^{ère} et 3^{ème} partie

a.2.1.2.calcul du nombre de marche et de contre marche

On a $L_0= 1.2 m$; $H=0.85 m$.

$$64n^2 - (64+2H+L_0) n + 2H=0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 0.85+1.20)n + 2 \times 0.85=0$$

$$64n^2 - 354n + 170=0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : **$n=5$**

Le nombre de marche est : **$n-1=4$**

a.2.1.3. Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{120}{4} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{85}{5} = 17 \Rightarrow h = 17cm. \quad \Rightarrow g= 30 \text{ cm et } h= 17 \text{ cm}$$

a.2.2. Deuxième partie

Elle se calcule comme une console encastree dans la poutre brisée comme l'indique la figure suivante :

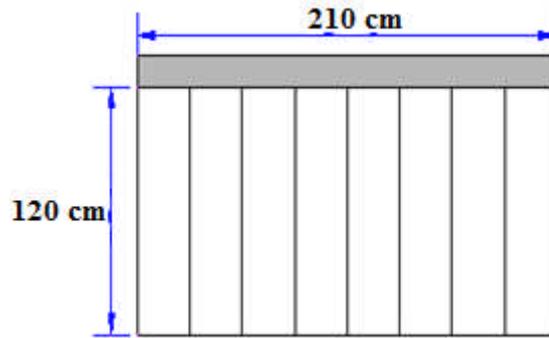


Fig. II.17. Schéma statique de la 2^{ème} partie

a.2.2.1. Epaisseur de la paillasse

$$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{120}{20} = 6cm$$

$e \geq 11$ cm Pour deux heures de coupe-feu.

On prend $e = 14$ cm.

a.2.2.2. Calcul de nombre de marche et de contre marche

On a $L_0 = 2.1$ m ; $H = 1.36$ m.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 1.36 + 2.1)n + 2 \times 1.36 = 0$$

$$64n^2 - 546n + 272 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : $n = 8$

Le nombre de marche est : $n - 1 = 7$.

a.2.2.3. Calcul de giron(g) et la hauteur de contre marche(g)

$$g = \frac{L_0}{n - 1} \Rightarrow g = \frac{210}{7} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$\Rightarrow g = 30$ cm et $h = 17$ cm

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{136}{8} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

b) Type 2 : pour pouvoir étudier ce type d'escalier on le partage en 2 volées :

b.1. Escalier du sous sol :

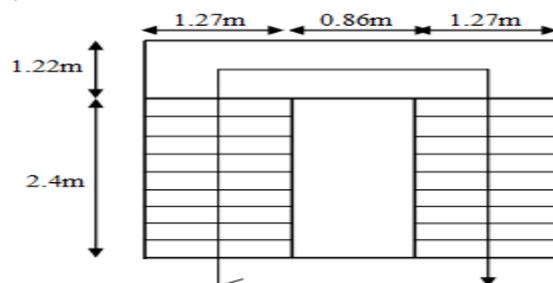


Fig. II.18. Schéma de l'escalier.

b.1.1.Epaisseur de la paillasse :

-la longueur développée est : $L=L_v+L_p$

- L_v : longueur de la volée

- L_p : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.22 + \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} = 4.06m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{406}{30} \leq e \leq \frac{406}{20}$$

$$\Rightarrow 13.53cm \leq e \leq 20.3cm$$

$e \geq 11cm$ pour deux heures de coupe-feu.

On prend **$e=14cm$**

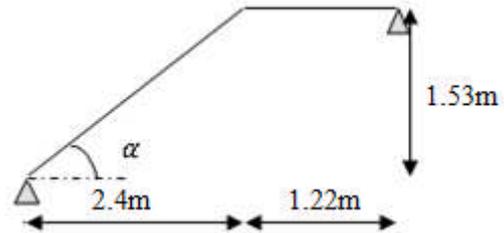


Fig. II.19. Schéma statique de paillasse

b.1.2.calcul du nombre de marche et de contre marche

On a $L_0= 2.4 m$; $H=1.53 m$.

$$64n^2 - (64+2H+L_0) n + 2H=0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 1.53+2.40)n + 2 \times 1.53=0$$

$$64n^2 - 610n + 306=0$$

En résolvant la dernière équation en obtient : Le nombre de contre marche est : **$n=9$**

Le nombre de marche est : **$n-1=8$**

b.1.3. Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow g = 30cm.$$

$\Rightarrow g= 30 cm$ et $h= 17 cm$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{153}{9} = 17 \Rightarrow h = 17cm.$$

b.2.Escalier du RDC:

b.2.1.Epaisseur du la paillasse

- la longueur développée est : $L=L_v+L_p$
- L_v : longueur de la volée
- L_p : longueur du palier

$$L = L_p + \sqrt{L_0^2 + H_0^2} = 1.22 + \sqrt{2.4^2 + 1.78^2} = 4.20m.$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{420}{30} \leq e \leq \frac{420}{20}$$

$$\Rightarrow 14cm \leq e \leq 21cm$$

$e \geq 14cm$ pour deux heures de coupe-feu.

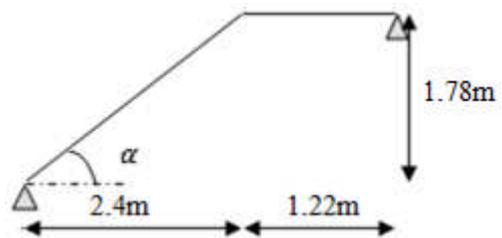


Fig. II.20. Schéma statique de paillasse

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

b.2.2.calcul du nombre de marche et de contre marche

On a $L_0= 2.4 \text{ m}$; $H=1.78 \text{ m}$.

$$64n^2 - (64+2H+L_0) n + 2H=0 \Rightarrow 64n^2 - (64+2 \times 1.78+2.4)n + 2 \times 1.78=0$$

$$64n^2 - 661n + 357=0$$

En résolvant la dernière équation on obtient : Le nombre de contre marche est : $n=10$

Le nombre de marche est : $n-1=9$

b.2.3. Calcul de giron(g) et la hauteur d'une contre marche

$$g = \frac{L_0}{n-1} \Rightarrow g = \frac{2.4}{9} = 26.66 \Rightarrow g = 26.66\text{cm}.$$

$$\Rightarrow g= 26.66 \text{ cm et } h= 17.8 \text{ cm}$$

$$h = \frac{H}{n} \Rightarrow h = \frac{1.78}{10} = 17.8 \Rightarrow h = 17.8\text{cm}.$$

II.2.4.Ascenseur

L'ascenseur est un moyen mécanique servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

L'ascenseur est composé de deux éléments ; la cabine et le contrepoids. Les dimensions de la cabine sont fonction du nombre de personnes à transporter.

1. Caractéristiques de l'ascenseur

- Longueur : 220cm
 - largeur : 210cm
 - hauteur : 220cm
 - $V=1.6\text{m/s}$ → Vitesse de levage.
 - $P_m = 15\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.
 - $D_m = 51\text{KN}$: Charge due au poids propre de la l'ascenseur. [5]
 - $F_c = 145\text{KN}$: Charge due à la tension dans les câbles.
 - Course maximale = 50m.[5]
 - $B_s * T_s = 180 * 210$ dimensions de la gaine.
 - Poids de 08 personnes = 630 kg = 6.3KN
- $$P = 15 + 51 + 6.3 = 72.3\text{KN}$$

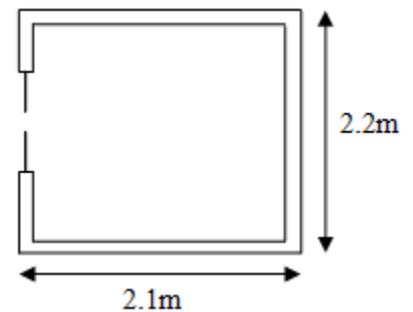


Fig. II.21. Schéma d'un ascenseur

2. Evaluation des charges et des sur charges

Tableau. II.2.évaluation des charges de l’ascenseur.

Poids propre de la dalle et revêtement	La surface (m ²)	Poids de la machine (KN/m ²)	Poids total (KN/ m ²)
G ₁ =25×0.2+22×0.04	S=L _x ×L _y =2.2×2.1	G ₂ =F _c /S =145/4.62	G=G ₁ +G ₂ =5.88+31.38
G ₁ =5.88KN/m ²	4.62	31.38	G=37.26

La charge d’exploitation est : Q=1KN/m²

II.3.Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.3.1.Les poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé a ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d’appuis. On distingue deux types : poutres principales et poutres secondaires.

II.3.1.1.Les poutres principales

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche du CBA 93 suivante

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{(Condition de flèche)}$$

L_{max} : Portée maximale entre nus d’appuis de deux poutres principales.

$$L_{max} = 490cm .$$

$$\frac{490}{15} \leq h \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.66cm \leq h \leq 49cm.$$

On prendre : h =40 cm.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :(b×h) = (30 × 40) cm².

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.33 \text{ cm} \leq 4.00 \end{array} \right. \text{verifier}$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Soit : $h=40$ cm et $b = 30$ cm.

II.3.1.2.Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, leur hauteur est donnée par :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots \text{(condition de flèche)}$$

L_{max} : portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{max} = 446\text{cm}.$$

$$\frac{446}{15} \leq h \leq \frac{446}{10} \Rightarrow 29.73\text{cm} \leq h \leq 44.6\text{cm}.$$

On prendre : $h = 35$ cm.

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section de : $(b \times h) = (30 \times 35)$ cm².

Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h / b = 1.16 \text{ cm} \leq 4.00 \end{array} \right. \quad \text{verifier}$$

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

Soit : $h=35$ cm et $b = 30$ cm.

II.3.2.les voiles

Ce sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les deux autres qui est l'épaisseur. L'épaisseur est donnée par les conditions du RPA99 (art 7.7.1) suivantes :

$$e \geq \text{Max} (h_e / 20 , 15 \text{ cm}). \quad [3]$$

1. Pour le sous-sol et les étages courants

$$h_e = 2.82 \text{ m} \Rightarrow a \geq 15 \text{ cm}.$$

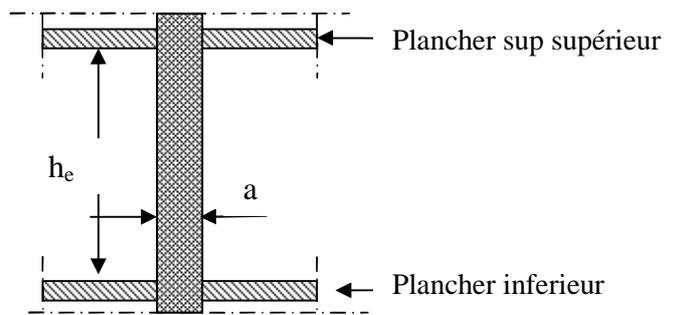


Fig. II.22.coupe verticale d'un voile

2. Pour le RDC

$$h_e = 3.33 \text{ m} \Rightarrow a \geq 16.65 \text{ cm.}$$

Finalement on opte pour une épaisseur égale à : $a \geq 20 \text{ cm.}$

II.4. Evaluation des charges et surcharges

1. plancher terrasse inaccessible (cage de l'ascenseur)

Tableau. II.3. évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (cage d'ascenseur)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Dalle pleine	0.20	25	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.065	22	1.43
Charge permanente totale	$G = 7.82 \text{ KN /m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN /m}^2$		

2. plancher terrasse inaccessible (buanderie)

Tableau. II.4. évaluation des charges du plancher terrasse inaccessible (buanderie)

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Gravillon de protection	0.04	20	0.8
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Plancher à corps creux	0.24	214	5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.065	22	1.43
Charge permanente totale	$G = 6.02 \text{ KN /m}^2$		
Charge d'exploitation	$Q = 1 \text{ KN /m}^2$		

3. Plancher terrasse accessible

Tableau .II.5 évaluation des charge et surcharge de la terrasse accessible

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0 .02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.24	14	3.36
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.015	18	0.27
Forme de pente	0 .065	22	1.43
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=6.42 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q=1.5 KN/m ²		

4. Plancher étages courants à usage d'habitation et de commerce

Tableau .II.6 évaluation des charge et surcharge de plancher étage courant

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	0 .02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Plancher corps creux	0.24	14	3.36
Cloison de séparation	0.02	6	0.12
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=5.60 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Plancher à usager d'habitation		Q= 1.5KN/m ²
	Plancher à usage commercial		Q=5 KN/m ²

5. dalle pleine (balcon)

Tableau .II.7 évaluation des charge et surcharge de la dalle pleine

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Revêtement carrelage	2	22	0.44
Mortier de pose	2	20	0.40
Lit de sable	2	18	0.36
Dalle pleine	14	25	3.5
Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale	G=4.90 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q=3.5 KN/m ²		

6 .Les escaliers

6.1. Palier

Tableau .II.8 évaluation des charge et surcharge du palier

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.02	18	0.36
Dalle en BA	0.14	25	3.5
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Charge permanente totale	G=4.90 KN /m ²		
Charge d'exploitation	Q=2.5 KN/m ²		

6.2. La volée

Tableau .II.9 évaluation des charge et surcharge du volée.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)	
Carrelage	0.02	22	0.44	
Mortier de pose	0.02	20	0.40	
Lit de sable	0.02	18	0.36	
Enduit de plâtre	0.14	25	3.5	
Marche	0.17*0.5	22	1.87	
Paillasse	Type II	0.14/cos 32.51	25	4.15
		0.14/cos 36.64	25	4.36
	Type I	0.14/cos 34.21	25	4.23
		0.14/cos 35.31	25	4.29

6.3. Tableau récapitulatif des charges sur les volées

Tableau .II.10. Récapitulatif des charges sur les volées

Type d'escaliers	Etage	G (kN /m ²)	Q (kN/m ²)
Type II	0.14/cos 32.51	7.42	2.5
	0.14/cos 36.64	7.63	
Type I	0.14/cos 34.21	7.50	
	0.14/cos 35.31	7.56	

7. Murs extérieurs

Tableau .II.11. Évaluation des charges et surcharge des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (kN /m ³)	Poids (kN/m ²)
Brique creuse	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.5	-	-
Brique creuse	0.10	9	0.9
Enduit extérieur en ciment	0.2	20	0.4
Enduit de plâtre intérieur	0.20	10	0.2
Charge permanente totale	$G=2.85 \text{ KN /m}^2$		

II.5. Décente de charge

1a. Poteaux :

sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations, leurs pré dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

1b. Décente de charge

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

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

la descente des charges va être effectuée pour les poteaux **P1** et **P2** (voir la figure II.2) car :

- le poteau **P1** est un poteau de la cage d'escalier.
- le poteau **P2** présente une surface afférente assez importante par rapport aux autres poteaux

préalablement on adopte des sections pour les poteaux données dans le tableau ci-dessous qui vérifient les conditions de RPA99 (2003), après avoir effectuée la descente de charge pour les poteaux P1 et P2 on vérifie les sections de différentes étages à la compression et à la stabilité de forme (flambement).

2. Conditions de RPA99 (2003)

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min (b, h)} \geq 25\text{cm.} \\ \text{Min (b, h)} \geq h_e/20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right. \quad [3]$$

Les sections des poteaux adoptées préalablement sont :

Tableau. II.12.sections préalables des poteaux.

Etage	Sous-sol et RDC	1 et 2 ^{ème}	3et 4 ^{ème}	5 et 6 ^{ème}	7,8 et 9 ^{ème}	10 et 11 ^{ème}	buanderie
Section(b×h) cm ²	60×60	55×55	50×50	45×45	40×40	35×35	30×30

3. Descente des charges pour le poteau P1

3.1. Calcul des surfaces afférentes

3.1.1 Terrasse inaccessible

Pour les charges d'exploitations :

$$S = (2.23+0.3) \times (2.45+0.3) = 6.94 \text{ m}$$

Pour les charges permanentes

$$S = 2.23 \times 2.45 = 5.45 \text{ m}^2.$$

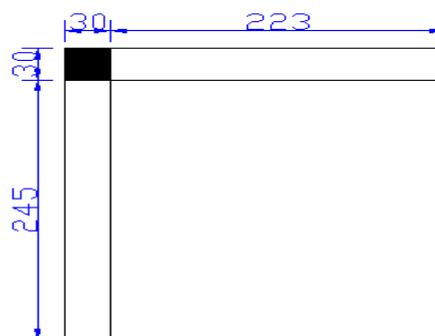


Fig. II.23.surface afférente de (T. inaccessible.)

3.1.2. Terrasse accessible et plancher de l'étage courant

Pour les charges d'exploitations :

$$S = (1.875+0.3+2.23) \times (1.65+0.3+2.45) - (2.45 \times 2.23) - (0.3 \times 0.3)$$

$$S = 13.81 \text{ m}^2.$$

Pour les charges permanentes :

$$S = (1.875+2.23) \times (1.65+2.45) - (2.45 \times 2.23)$$

$$S = 11.35 \text{ m}^2.$$

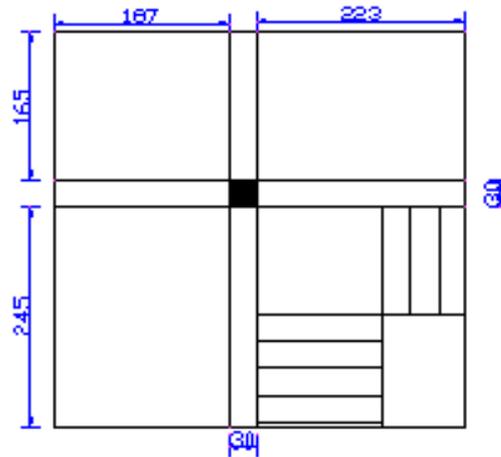


Fig. II.24. surface afférente (étages courants et T. accessible)

3.1.3. Calcul du poids des éléments

Tableau. II.13.poids des éléments

Eléments		Poids (KN/m ²)	Surface (m ²)	Poids (KN)
Plancher terrasse inaccessible		6.02	5.45	32.80
Plancher terrasse accessible		6.42	11.35	72.36
Plancher d'étage courant		5.60	11.35	63.56
Poutres principales		7.50	1.23	9.22
Poutres secondaires		7.50	1.17	8.77
Poids de l'acrotère		2.165	2.98	6.45
Mur extérieur		2.85	12.43	35.42
Escalier	Volée	7.56	2.73	28.57
	palier	4.90	1.62	

4. Calcul des charges d'exploitations

4.1. La loi de dégression (DTR-BC2-2)

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges. La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commerciale et bureau, les charges vont être sommées avec leurs valeurs réelles (sans coefficients).

4.2. Enoncé de la loi de dégression

Dans notre cas les surcharges d'exploitations sont égales pour chacun des 11 niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_{11} = Q$ (étage à usage d'habitation), et soit

Q_0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant la buanderie.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

- Niveau 0 : Q_0
- Niveau 1 : Q_0+Q
- Niveau 2 : $Q_0+Q+0.9\times Q$
- Niveau 3 : $Q_0+Q+0.9\times Q+0.8Q$
- Niveau 4 : $Q_0+Q+0.9\times Q+0.8Q+0.7Q$
- Niveau 5 : $Q_0+Q+0.9\times Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q$
- Niveau 6 : $Q_0+Q+0.9\times Q+0.8Q+0.7Q+0.6Q+0.5Q$
- Niveau 7 : Surcharge niveau 6+ $0.5\times Q$
- Niveau 8 : Surcharge niveau 7+ $0.5\times Q$
- Niveau 9 : Surcharge niveau 8+ $0.5\times Q$
- Niveau 10 : Surcharge niveau 9+ $0.5\times Q$
- Niveau 11 : Surcharge niveau 10+ $0.5\times Q$
- Niveau 12 : Surcharge niveau 11+ Q_{12}
- Niveau 13 : Surcharge niveau 12+ Q_{13}

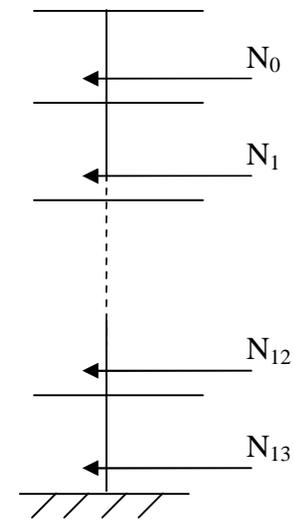


Figure II.25 : Schéma statique de la descente de charge

5. Tableau récapitulatif du poids des éléments

Tableau. II.14.Descente de charges pour le poteau P1

niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Poids de l'acrotère	6.45	6.94
	Plancher terrasse inaccessible	32.80	
	PP (30*40) cm ²	5.51	
	PS (30*35) cm ²	5.01	
	Poteau (30*30) cm ²	6.88	
	Total	56.65	
N1	Venant de N ₀	56.65	38.53
	Plancher terrasse accessible	72.36	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (35*35) cm ²	9.37	
	Total	220.36	
N2	Venant de N ₁	220.36	66.96
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (35*35) cm ²	9.37	
	Total	375.27	
	Venant de N ₂	375.27	
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	

N3	PP (30*40) cm ²	9.22	92.23
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (40*40) cm ²	12.24	
	Total	533.05	
N4	Venant de N ₃	533.05	114.34
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (40*40) cm ²	12.24	
Total	690.83		
N5	Venant de N ₄	690.83	133.29
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (40*40) cm ²	12.24	
Total	848.61		
N6	Venant de N ₅	848.61	149
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (45*45) cm ²	15.5	
Total	1009.65		
N7	Venant de N ₆	1009.65	164.79
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (45*45) cm ²	15.5	
Total	1170.69		
N8	Venant de N ₇	1170.69	180.6
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (50*50) cm ²	19.12	
Total	1335.35		
N9	Venant de N ₈	1335.35	
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Poteau (50*50) cm ²	19.12	

	Total	1500.01	196.38
N10	Venant de N ₉	1500.01	
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (55*55) cm ²	23.14	
	Total	1668.69	212.18
N11	Venant de N ₁₀	1668.69	
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (55*55) cm ²	23.14	
	Total	1837.37	228
N12	Venant de N ₁₁	1837.37	
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	35.42	
	Escaliers (pallier + volée)	28.57	
	Poteau (60*60) cm ²	32.13	
	Total	2015.04	308
N13	Venant de N ₁₂	2015.04	
	Plancher d'étage (20+4) cm	63.56	
	PP (30*40) cm ²	9.22	
	PS (30*35) cm ²	8.77	
	Murs extérieur	42.23	
	Escaliers (pallier + volée)	28.41	
	Poteau (60*60) cm ²	27.54	
	Total	2188.12	387.85
	N _s = G _t + Q _t		N _s = 2575.97 KN
N _u = 1.35G _t + 1.5 Q _t		N _u = 3535.75 KN	

6. Descente des charges pour le poteau P2

6.1. Calcul des surfaces afférentes

6.1.1. Terrasse accessible et plancher d'étage courent

Pour les charges d'exploitations

$$S = (187+30+165) \times (187.5+30+223) - (30 \times 30)$$

$$S = 16.72 \text{m}^2$$

Pour les charges permanentes

$$S = (187+165) \times (187.5+223)$$

$$S = 14.43 \text{m}^2$$

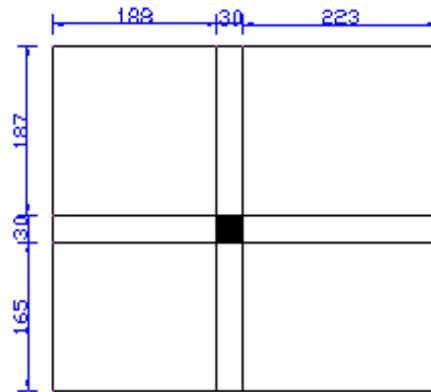


Fig. II.26.surface afférente (étages courants et T. accessible)

7 .Calcul du poids des éléments

Tableau. II.15.poids des éléments.

Eléments	Poids (KN /m ²)	Surfaces (m ²)	Poids(KN)
Plancher terrasse accessible	6.42	14.43	92.64
Plancher d'étage courant	5.6	14.43	80.81
Poutre principale	7.5	1.05	7.92
Poutre secondaire	7.5	1.23	9.24
Mur interne	1.5	10	15

8. Tableau récapitulatif du poids des éléments

Tableau. II.16.Décente de charge pour le poteau P2.

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N0	Plancher terrasse accessible	92.64	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	119.17	
N1	Venant de N0	119.17	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	murs	15	
	Total	241.51	
N2	Venant de N1	241.51	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	murs	15	
	Total	356.72	
N3	Venant de N2	356.72	72.73

	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	murs	15	
	Total	491.93	92.80
N4	Venant de N3	491.93	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	murs	15	
Total	617.14	110.35	
N5	Venant de N4	617.14	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	murs	15	
Total	745.60	122.89	
N6	Venant de N5	745.60	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	murs	15	
Total	874.06	135.36	
N7	Venant de N6	874.06	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (50×50) cm ²	19.12	
	murs	15	
Total	1006.15	148	
N8	Venant de N7	1006.15	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (50×50) cm ²	19.12	
	murs	15	
Total	1138.24	160.54	
N9	Venant de N8	1138.24	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (55×55) cm ²	23.14	
	murs	15	
Total	1274.35	173.08	

N10	Venant de N9	1274.35	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (55×55) cm ²	23.14	
	murs	15	
	Total	1410.46	185.62
N11	Venant de N10	1410.46	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (60×60) cm ²	32.13	
	murs	15	
	Total	1555.56	269.82
N12	Venant de N11	1555.56	
	Plancher d'étage	80.81	
	Poutre principale (30×40) cm ²	7.92	
	Poutre secondaire (30×35) cm ²	9.24	
	Poteau (60×60) cm ²	27.54	
	murs	17.94	
	Total	1700	353.42
Ns=Qt+Gt		Ns=2053.42 KN	
Nu= 1.35Gt + 1.5 Qt		Nu = 2825.13 KN	

9. Récapitulation des résultantes

Tableau. II.17. Efforts normaux dans les deux poteaux.

Poteaux	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Ns (KN)
Poteau P1	2188.12	387.85	3535.75	2575.97
Poteau P2	1700	353.42	2825.13	2053.42

Le poteau le plus sollicité est **P1** avec un effort normal égal à :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 * 2188.12 + 1.5 * 387.85 = 3535.75 \text{ KN}$$

Selon le CBA (Art B.11) on doit majorer l'effort normal de compression ultime Nu de 10%

Après majoration on trouve **Nu : 3889.32 KN**

10. Vérifications

10.1. Vérification des poteaux a la compression simple

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc}$; avec B : section du poteau

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

Tableau. II.18. Vérification des poteaux la compression simple

Etages	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition $\bar{\sigma}_{bc} \geq \sigma_{cal}$		Observation
			$\bar{\sigma}_{bc}$ (mpa)	σ_{cal} (mpa)	
S-SOL +RDC	3889.32	0.60*0.60	14.20	10.80	Vérifier
1 et 2 ^{eme}	3104.69	0.55*0.55	14.20	10.26	
3et 4 ^{eme}	2551.54	0.50*0.50	14.20	10.20	
5et 6 ^{eme}	2010.37	0.45*0.45	14.20	9.92	
7et 8 et 9 ^{eme}	1480.11	0.40*0.40	14.20	9.25	
10 et 11 ^{eme}	607.05	0.35*0.35	14.20	4.95	
Buanderie	95.57	0.30*0.30	14.20	1.06	

10.2. Vérification du critère de stabilité de forme

D’après le (CBA) on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq \bar{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * fc_{28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right] \quad [5]$$

Br= (a-2) × (b-2) ; a et b : dimension du poteau

$$As \geq 0.8\% * Br \quad \text{On prend} = 1\% Br \quad [2]$$

γ_b : Coefficient de la sécurité du béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier =1.15

α : Coefficient tenant compte de l’élancement.

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

On calcul l’élancement : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ et $l_f = 0.7 * l_0$ Avec

l_f : La longueur de flambement

L_0 : longueur du poteau

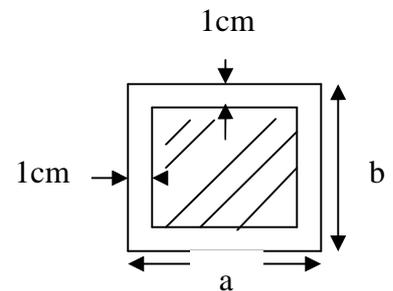


Fig .II.27. Section brute (Br)

$$i : \text{Rayon de giration} \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{et} \quad I = \frac{b * h^3}{12}$$

Vérification du poteau de RDC

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.57 = 2.49 \text{ m}$$

$$B = 0.6 * 0.6 = 0.36 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.6 * 0.6^3}{12} = 1.08 * 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{1.08 * 10^{-2}}{0.36}} = 0.173 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.49}{0.173} = 14.39 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

D'après le BAEL 91 on doit vérifier $Br \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{fe}{100 * \gamma_s} \right]} \Rightarrow Br \geq 0.2228 \text{ m}^2$

Or nous avons

$$Br = (60-2) \times (60-2) \times 10^{-4} = 0.3364 \text{ m}^2$$

0.3364 ≥ 0.217 donc le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau II.19 suivant :

Tableau. II.19. Vérification des poteaux au flambement

Etages	Nu(KN)	Section (m ²)	Condition Br ≥ Br _{cal}		Observation
			Br	Br _{cal}	
S-SOL +RDC	3889.32	0.6*0.6	0.3364	0.215	Vérifier
1 et 2^{eme}	3104.69	0.55*0.55	0.2809	0.172	
3 et 4^{eme}	2551.54	0.50*0.50	0.2304	0.141	
5 et 6^{eme}	2010.37	0.45*0.45	0.1849	0.111	
7 et 8 et 9^{eme}	1480.11	0.40*0.40	0.1444	0.082	
10 et 11^{eme}	607.05	0.35*0.35	0.1089	0.033	
Buanderie	95.57	0.30*0.30	0.0784	0.005	

Le tableau ci-dessus résume la vérification au flambement des poteaux de tous les étages, on remarque que les résultats sont vérifiés pour tous les étages, donc il n'y a pas de risque de flambement pour les poteaux.

II.5. Conclusion

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

Tableau. II.20. Caractéristiques des éléments structuraux

Eléments	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poutres principales	30	40
Poutres secondaires	30	35
Poteaux du sous-sol et RDC	65	65
Poteaux du 1 et 2 ^{ème}	60	60
Poteaux du 3 et 4 ^{ème}	55	55
Poteaux du 5 et 6 ^{ème}	50	50
Poteaux du 7 et 8 et 9 ^{ème}	45	45
Poteaux du 10 et 11 ^{ème}	40	40
Poteaux du la Buanderie	35	35
Voiles de contreventement	$e = 20 \text{ cm}$	

III.1 INTRODUCTION

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, les escaliers, l'acrotère, la poutre de chaînage et l'ascenseur.

III.2 Calculs des planchers

III.2.1. Planchers à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué de deux parties : d'hourdis qui est un coffrage perdu qui sert pour l'isolation ainsi qu'une dalle de compression et prend appuis sur les poutrelles.

III.2.1.1 Etudes des poutrelles

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

1. Méthode de calcul des sollicitations

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

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

1.1. Méthode Forfaitaire (Annexe 1) :

1.1.1. 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).

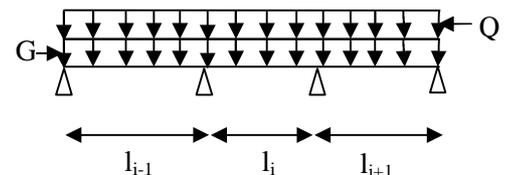


Fig.III.1.Schéma d'une Poutre

1.1.2. Application de la méthode :

Valeurs des moments :

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

a. $M_t + (M_d + M_g) / 2 \geq \text{Max} (1.05M_0, (1 + 0.3\alpha) M_0)$

b. $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée intermédiaire.

$M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) M_0 / 2$ dans une travée de rive.

c. 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 la travée de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré, et le rapport des charges d'exploitation à

la somme des charges non pondérées.

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

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à : $-0.15M_0$. Tel que $M_0 = \text{Max}(M_0^1, M_0^2)$

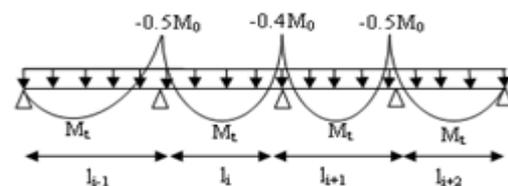
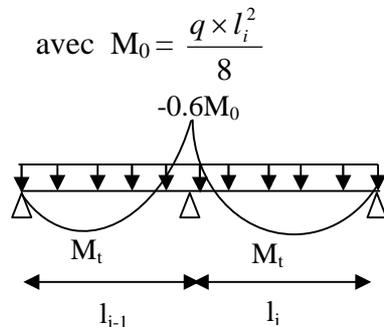


Fig.III.2.moment sur une poutre de deux travées

Fig.III.3.moment sur poutre plus de deux travées

• **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.

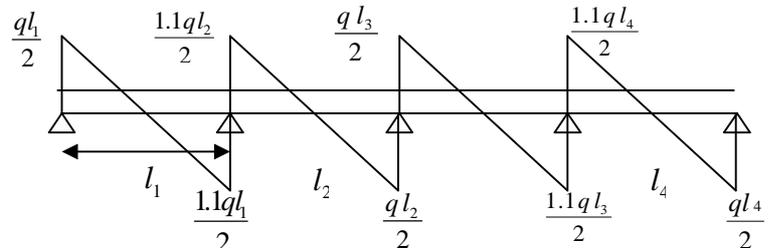
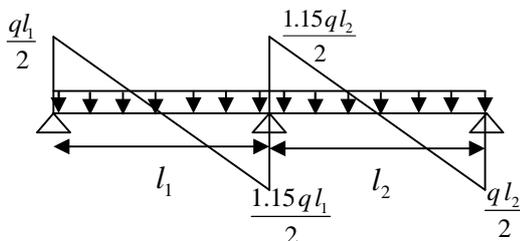


Fig.III.4.Effort tranchant sur une poutre à deux travées

Fig.III.5.Effort tranchant d'une poutre à plus deux travées

1.2. Méthode de Caquot (Annexe 2) :

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.

III.2.1.2. Différents types de poutrelles :

Dans notre projet on distingue six types de poutrelles qui sont classés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Différents types de poutrelles.

Type	Niveau	Schémas statiques
1	Tous les étages	
2	Sous sols+RDC	
3	Sous sols+RDC	
4	les étages courants	
5	les étages courants	
6	Terrasse inaccessible	

III. 2.1.3. Charges et surcharges revenant aux poutrelles

-à l'ELU : $q_u = b \times (1.35 G + 1.5 Q)$

-à l'ELS : $q_s = b \times (G + Q)$

Tableau III.2. Chargement des poutrelles.

Type de plancher	G (KN /m ²)	Q (KN /m ²)	b (m)	qu (KN/ml)	qs (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.02	1	0.65	6.26	4.56
Terrasse accessible	6.42	1.5	0.65	7.10	5.15
Etages courants	5.6	1.5	0.65	6.38	4.61
Plancher à usage	5.6	5	0.65	9.79	6.89

Avec :

b : largeur de la table des poutrelles.

qu : c'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite ultime.

qs : c'est la charge reprise par une poutrelle à l'état limite de service.

III. 2.1.4. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

Toutes les conditions pour l'application de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour tous les types de poutrelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} - Q \leq \text{Min} (2 \times G, 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2 \quad \text{vérifiée} \\ - I = \text{constant} \quad \text{vérifiée} \\ - \frac{l_i}{l_{i+1}} \text{ est compris entre } 0.8 \text{ et } 1.25 \quad \text{vérifiée} \\ - F.P.N \quad \text{vérifiée} \end{array} \right.$$

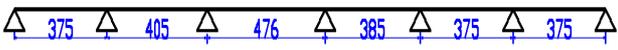
III.2.1.5. Exemple illustratif : type 1 pour le sous sol et le RDC (Q = 5)

Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (**le type 1** du plancher pour le **sous sol** et le **RDC**) et les autres types seront résumés dans des tableaux, les résultats des autres types seront présentés dans (**l'annexe 5**)

III.2.1.5.1) Calcul des sollicitations :

Après l'application de la méthode de forfaitaires nous avons trouvé les résultats suivants :

Tableau III.3.Calcul des sollicitations à l'ELU et l'ULS

Schéma de calcul					
			ELU	ELS	
Evaluation des moments fléchissant (KN.m)	Moments aux appuis	De rive (A & G)	-2.58	-1.81	
		Intermédiaire	B	-10.03	-7.06
			C	-11.08	-7.48
			D	-11.08	-7.80
			E	-7.29	-5.10
			F	-8.60	-6.05
	Moments en travées	A-B	14.31	10.78	
		B-C	13.84	9.74	
		C-D	20.51	14.43	
		D-E	13.41	9.44	
		E-F	11.87	8.35	
		F-G	17.20	10.78	
Evaluation des efforts tranchants (méthode RDM)(KN)	Travée A-B	A	18.34	12.91	
		B	-20.17	-14.21	
	Travée B-C	B	21.80	15.34	
		C	-19.82	-13.95	
	Travée C-D	C	23.30	16.39	
		D	-23.30	-16.39	
	Travée D-E	D	18.84	13.26	
		E	-18.84	-13.26	
	Travée E-F	E	18.35	12.91	
		F	-20.19	-14.21	
	Travée F-G	F	20.19	14.21	
		G	-18.35	-12.91	

III.2.1.5.2) Sollicitation maximales

Les sollicitations maximales pour les différents types de poutrelles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Les sollicitations max à l'ELU et l'ELS

Poutrelles	ELU (KN/m)	ELS (KN/m)
Plancher sous sols + RDC	$M_t^{\max} = 24.68$ $M_A^{\max} = -13.85$ $M^{\text{Rive}} = -4.15$ $V_u^{\max} = 25.63$	$M_t^{\max} = 17.27$ $M_A^{\max} = -9.75$ $M^{\text{Rive}} = -2.92$ $V_u^{\max} = 23.30$
Plancher des étages courants	$M_t^{\max} = 11.98$ $M_A^{\max} = -7.84$ $M^{\text{Rive}} = -1.96$ $V_u^{\max} = 15.18$	$M_t^{\max} = 7.83$ $M_A^{\max} = -5.64$ $M^{\text{Rive}} = -1.41$ $V_u^{\max} = 10.97$
Plancher terrasse accessible	$M_t^{\max} = 13.21$ $M_A^{\max} = -8.73$ $M^{\text{Rive}} = -2.18$ $V_u^{\max} = 16.53$	$M_t^{\max} = 7.38$ $M_A^{\max} = -6.33$ $M^{\text{Rive}} = -1.58$ $V_u^{\max} = 11.99$
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{\max} = 13.30$ $M_A^{\max} = -10.63$ $M^{\text{Rive}} = -2.66$ $V_u^{\max} = -17.30$	$M_t^{\max} = 9.69$ $M_A^{\max} = -7.74$ $M^{\text{Rive}} = -1.93$ $V_u^{\max} = -12.48$

III.2.1.5.3. Ferrailage des poutrelles

III.2.1.5.3.1 Poutrelles du plancher sous-sols et du RDC

1. Les sollicitations maximales

$$M_{t_{\max}} = 24.68 \text{ KN.m} / M_{a_{\text{inter}}}^{\max} = -13.85 \text{ KN.m} / M_{a_{\text{rive}}} = -4.15 \text{ KN.m} / V_{\text{MAX}} = 25.63 \text{ KN}$$

2. Ferrailage longitudinal :

a) en travées :

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire $b \times h$.

Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

$$M_{tu} = 14.2 * 0.65 * 0.04 * \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 72.36 \text{ KN.m}$$

On a:

$$M_t = 24.68 \text{ KN.m} \leq M_{tu} = 72.36 \text{ KN.m}$$

⇒ L'axe neutre passe par la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \\ \mu_{bu} = \frac{24.68 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.216^2 \times 14.2} = 0.057 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0. \\ \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.073 \\ Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 * 0.073) = 0.209 \text{ m.} \\ A_t = \frac{M_t}{F_{st} \times Z} \Rightarrow A_t = \frac{24.68 \times 10^{-3}}{348 \times 0.216} = 3.39 \times 10^{-4} \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

b) Aux appuis

1. Appuis de rive

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.062 \\ \alpha = 0.082 \\ z = 0.2091 \text{ m} \\ A_{\text{rive}} = 0.79 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

2. Appuis intermédiaire

Au niveau de l'appui la table est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance ⇒ La section étudié est $b_0 \times h$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.209 \\ \alpha = 0.096 \\ z = 0.190m \\ A_{int} = 2.09 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

c) Vérification de la condition de non fragilité

- **En travée** $A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.65 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2$
- **Sur appuis** $A_{min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.216 \times \frac{2.1}{400} = 0.261 \text{ cm}^2$

Donc pour vérifier cette condition, on opte le ferrailage suivant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_t = \mathbf{3HA12} = 3.39 \text{ cm}^2 & \text{en travée} \\ A_a^{riv} = \mathbf{1HA10} = 0.79 \text{ cm}^2 & \text{en appui de rive} \\ A_a^{int} = \mathbf{1HA12+1HA10} = 1.92 \text{ cm}^2 & \text{en appui intermédiaire} \end{array} \right.$$

2. Ferrailage transversale

a) vérification de la contrainte de cisaillement

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0.13 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{25.63 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.21} = 1.169 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u = 1.169 \leq \tau_u^- = 3.25 \text{ MPa}.$$

Pas de risque de cisaillement.

b) Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min(\Phi_{l \min}; h/35; b/10) \quad [2]$$

$$\Phi_t \leq \min(8; 24/35; 10/10) = 0.68 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

On choisi un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

c) Espacement :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 19.44 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 34.09 \text{ cm} \end{array} \right. \quad [4]$$

$\alpha=90^\circ$ flexion simple, armatures droites

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : **St = 15 cm.**

3. vérifications diverse

a) Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant

a.1) Vérification de la bielle

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267.a.b_0.f_c28$

$a \leq 0.9.d = 0.198 \text{ m}$ soit : $a = 0.18 \text{ m}$

$\Rightarrow V_u = 15.5 \text{ KN} \leq 0.267 \times 0.18 \times 0.1 \times 25 = 120.15 \text{ KN}$ vérifiée.

a.2) Vérification des armatures longitudinales

• **Appuis de rives**

$$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 25.63 \times 10^{-3}}{400} = 0.73 \text{ cm}$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$A_L = 2.26 + 0.79 = 3.05 \text{ cm}$ condition vérifiée

• **Appuis intermédiaires**

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \left[V_u + \frac{M_a}{0,9d} \right]$$

$$A_L \geq \left(25.63 - \frac{13.85}{0.9 \times 0.22} \right) \frac{1.15}{400} \times 10 = -1.27 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{\text{travée}} + A_{\text{appuis}}$

$A_L = 3.39 + 1.92 = 5.31 \text{ cm}$ condition vérifiée

b) Vérification de la jonction table-nervure :

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = 0.275 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{25.63 \times 10^{-3} \times 0.275}{0.9 \times 0.22 \times 0.04 \times 0.65} = 1.39 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13.f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa}$. Condition vérifiée

c) Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier que :

$$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su} \quad \text{tel que :}$$

$\bar{\tau}_{su}$: Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$V_u = \text{Max } V_i = 25.63 \text{ KN}$

$\sum U_i = \pi \times (4 \times \phi 12 + 2 \phi 10) = 213.52 \text{ mm}$

$$\tau_{su} = \frac{25.63 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 213.52 \times 10^{-3}} = 0.6 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times ft_{28} \quad \text{tel que} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.1.6. Vérification de poutrelles a l'ELS

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton
- Etat limite d'ouvertures des fissures
- Etat limite de déformation

III.2.1.6.1. Etat limite d'ouverture des fissures

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

III.2.1.6.2. Etat limite de compression du béton

Vérification des contraintes :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$M_t^{\max} = 17.25 \text{ KN.m} ; M_a = -9.75 \text{ KN.m}$$

a.) en travée :

- Position de l'axe neutre (y) :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.39(0.216 - 0.04) = -3.74 \times 10^{-4} \text{ cm}^3$$

$H \leq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure ; d'où calcul d'une section en T [2]

Calcul de y :

$$b_0 \times y^2 + [2(b - b_0) \times h_0 + 30A] \times y - [(b - b_0) \times h_0^2 + 30Ad] = 0 \Rightarrow y = 5.18 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} \times y + 15A'(y - d')^2 + 15A(d - y)^2 ; A' = 0$$

$$I = 16691.1 \text{ cm}^4$$

• **Contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{17.25 \times 10^{-3} \times 5.58}{16691.1 \times 10^{-4}} = 5.35 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 5.35 MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée} \quad [2]$$

b.) aux appuis :

$H = -1.6 \cdot 10^{-4} m \leq 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure, section en T

$$\Rightarrow y = 4.26 \text{ cm.}$$

$$I = 13708.14 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 4.23 MPa$$

$$\sigma_{bc} = 4.23 MPa \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa \quad \text{Condition vérifiée} \quad [4]$$

III.2.1.6.3. Etat limite de déformation :

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \cdot M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 \cdot d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right. \quad [2]$$

Pour notre cas on a : $h=24 \text{ cm, } l=4.75m$

$$\frac{h}{l} = 0.052 \leq \frac{1}{16} \Rightarrow$$
 La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche

qui est conduit selon la méthode exposée à l'article. [2]

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

Avec :

- f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).
- f_{ji} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- f_{pi} : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

Dont :

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fpi}}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{MPa} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{MPa}$$

Les propriétés de la section : $A = 3.39 \text{ cm}^2$; $y = 4.26 \text{ cm}$; $I = 16691.35 \text{ cm}^4$.

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3.39 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.216} = 0.0157$$

$$I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$y_G = \frac{b \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} = 0.082 \text{m}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 - (b - b_0) ((y_G - h_0)^3/3) + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2 + b_0 ((h - y_G)^3/3)]$$

$$\Rightarrow I_0 = 5.275405 \times 10^{-4} \text{m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 2.71 : \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 0.4 \times \lambda_i = 1.69 : \text{Déformation différée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \times (d - y / 2)}$$

$$\begin{cases} M_g = 4.23 \text{KN.m} \\ M_j = 3.1 \text{KN.m} \\ M_p = 5.37 \text{KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 69.03 \text{MPa} \\ \sigma_{sg} = 120.45 \text{MPa} \\ \sigma_{sp} = 151.65 \text{MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0.43 \\ \mu_g = 0.62 \\ \mu_p = 0.68 \end{cases}$$

• **Calcul les moments d'inerties fictifs :**

$$\begin{cases} I_{fij} = 2.67 \times 10^{-4} \text{m}^4 \\ I_{fvg} = 1.492.16 \times 10^{-4} \text{m}^4 \\ I_{fig} = 2.04 \times 10^{-5} \text{m}^4 \\ I_{fip} = 3.46 \times 10^{-5} \text{m}^4 \end{cases}$$

• **Calcul des flèches:**

$$f_{gv} = \frac{7.73 \times 10^{-3} \times 4.76^2}{10 \times 10721.4 \times 34627.91 \times 10^{-8}} = 0.0044m$$

$$f_{ij} = \frac{4.43 \times 10^{-3} \times 4.76^2}{10 \times 3.2164.19 \times 26799.72 \times 10^{-8}} = 0.0011m$$

$$f_{ig} = \frac{7.73 \times 10^{-3} \times 4.76^2}{10 \times 3.2164.19 \times 21651.8 \times 10^{-8}} = 0.0024m$$

$$f_{ip} = \frac{14.6 \times 10^{-3} \times 4.76^2}{10 \times 3.2164.19 \times 20412.78 \times 10^{-5}} = 0.0054m$$

• **Valeur limite de la flèche :** [4]

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à : $\frac{l}{500}$ si la portée $l \leq 5$ m.

Sinon à : $0.005 + \frac{l}{500}$

Dans notre cas on a : $l = 4.6$ m $\Rightarrow f_{adm} = \frac{476}{500} = 0.95$ cm.

$\Delta f = 0.0044 - 0.0011 + 0.0054 - 0.0024 = 0.63$ cm. $\Rightarrow \Delta f \leq f_{adm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée

III .2.1.7. Ferrailage des poutrelles

Les résultats de ferrailage des poutrelles sont résumés dans le tableau III.5

Tableau.III.5. Tableau du ferrailage des poutrelles

		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min}	A_{adopte}
S-sol + RDC	Travée	24.68	0.057	0.073	20.9	3.39	1.69	3 T12=3.39
	Appui intermédiaire	13.85	0.209	0.296	19	2.09	0.261	2 T12=2.26
	Appui de rive	4.15	0.062	0.080	20.91	0.57	0.261	1 T12=1.13
1,2 ...,10^{ème} Etage	Travée	11.98	0.027	0.034	21.3	1.61	1.69	2 T8+1 T10=1.8
	Appui intermédiaire	7.84	0.118	0.158	20.2	1.11	0.261	1 T12=1.13
	Appui de rive	1.96	0.029	0.037	21.2	0.264	0.261	1 T12=1.13

11^{ème} étage (Terrasse accessible)	Travée	13.21	0.03	0.038	21.2	1.78	1.69	2 T8+1 T10=1.8
	Appui intermédiaire	8.73	0.13	0.177	20	1.25	0.261	2 T10=1.57
	Appui de rive	2.18	0.033	0.042	21.2	0.29	0.261	1 T10=0.79
Buanderie (terrasse inaccessible)	Travée	13.3	0.03	0.038	21.2	1.79	1.69	2T8+1T10=1.80
	Appui intermédiaire	10.63	0.16	0.22	19.7	1.55	0.261	2 T10=1.57
	Appui de rive	2.66	0.04	0.051	21.1	0.36	0.261	1 T10=0.5

Tableau.III.6. Vérification au cisaillement

Types	Bielle	Cisaillement	armatures longitudinales aux appuis		JONCTION TABLE-NERVURE	VERIFICATION DE L'ADHERENCE
			Rive	Intermédiaire		
	$V_u \leq 0.267.a.b$	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s.V_u}{f_e}$	$A_l \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\tau_u = \frac{V_u.b_1}{0.9d.b.h_0} \leq \tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i}$	
S-sol +RDC	$25.63 \leq 120$	$1.165 \leq 3.25$	$3.05 \geq 0.73$	$5.65 \geq -1.85$	$1.39 \leq 3.25$	$0.65 \leq 2.835$
1,2 ...,10^{ème} Etage	$15.18 \leq 120$	$0.695 \leq 3.25$	$1.56 \geq 0.43$	$3.83 \geq -0.75$	$0.82 \leq 3.25$	$0.52 \leq 2.835$
11^{ème} étage (Terrasse accessible)	$16.53 \leq 120$	$0.75 \leq 3.25$	$2.3 \geq 0.45$	$2.37 \geq -0.8$	$0.9 \leq 3.25$	$0.5 \leq 2.835$
Buanderie (terrasse inaccessible)	$17.13 \leq 120$	$0.78 \leq 3.25$	$2.3 \geq 0.49$	$3.37 \geq -1.07$	$0.93 \leq 3.25$	$0.47 \leq 2.83$

III.2..8.Vérification des contraintes à l'ULS

III.2.1.8 .1. Etat limite de compression de béton

Tableau.III.7.Vérification des états limitent de compression du béton

Planche	En travée				En appuis				$\sigma \leq \sigma'$
	M_t (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	M_a (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ (Mpa)	
S-sol + RDC	17.27	5.18	16691.35	5.35	-9.75	4.26	13708.14	4.23	vérifiée
1,2 ...,10 ^{ème} Etage	7.83	8.43	6680.04	9.88	-5.64	7.02	4756.33	8.32	
11 ^{ème} étage (Terrasse accessible)	7.38	8.43	6680.04	9.31	-6.33	8.00	6062.45	8.35	
Buanderie (terrasse inaccessible)	9.65	8.43	6680.04	12.22	-7.74	8.00	6062.45	10.21	

III .2.1.8.2.Etat limite de déformation $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau.III.8. Vérification des états limites de déformation

Plancher	S-sol + RDC	1,2 ...,10 ^{ème} Etage	11 ^{ème} étage(Terrasse accessible)	Buanderie (terrasse inaccessible)
q_{jser} (KN/m)	2.18	2.18	2.18	1.18
q_{gser} (KN/m)	3.64	3.64	4.17	3.91
q_{pser} (KN/m)	6.89	4.61	5.15	4.56
M_{jser} (KN.m)	4.43	4.63	4.43	4.63
M_{gser} (KN.m)	7.73	7.73	8.12	8.30
M_{pser} (KN.m)	14.60	9.79	12.83	9.68

$I_0(\text{cm}^4)$	52754.05	61420.58	61420.12	61420.58
ρ	0.0157	0.0083	0.0083	0.0083
λ_v	1.09	2.05	2.05	2.05
λ_{ζ}	2.71	5.11	5.11	5.11
σ_{sj} (Mpa)	69.03	138.63	131.00	136.92
σ_{sg} (Mpa)	120.45	228.60	241.13	145.45
σ_{sp} (Mpa)	151.65	289.52	375.42	286.26
μ_j	0.43	0.45	0.43	0.44
μ_g	0.62	0.64	0.63	0.64
μ_p	0.68	0.77	0.74	0.68
I_{fij} (cm ⁴)	26799.72	20476.63	21131.40	1798.74
I_{fig} (cm ⁴)	21651.16	15823.15	16012.74	15821.14
I_{fip} (cm ⁴)	20412.78	13691.33	14130.30	15098.47
I_{fvg} (cm ⁴)	34627.91	29222.60	26842.52	29222.59
f_{ij} (mm)	1.1	1.6	1.50	1.60
f_{ig} (mm)	2.4	3.4	3.60	3.70
f_{ip} (mm)	5.4	5.00	6.30	4.50
f_{gv} (mm)	4.4	5.60	6.40	6.00
Δf (mm)	6.3	5.50	7.50	5.20
f_{adm} (mm)	9.5	9.50	9.50	9.50

III.2.2. Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

- ARMATURES PERPENDICULAIRES AUX POUTRELLES :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad [4]$$

- ARMATURES PARALLELES AUX POUTRELLES :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'où on opte : un treillis soudé *TS* $\Phi 5$ 150×150

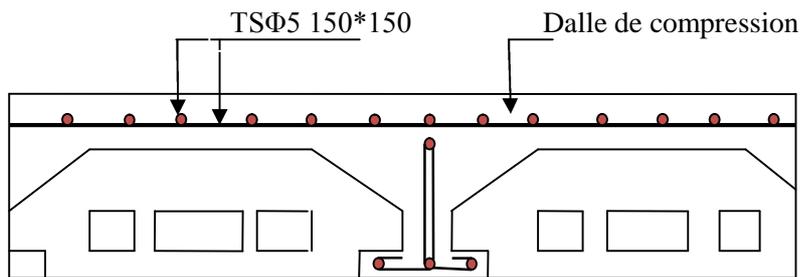
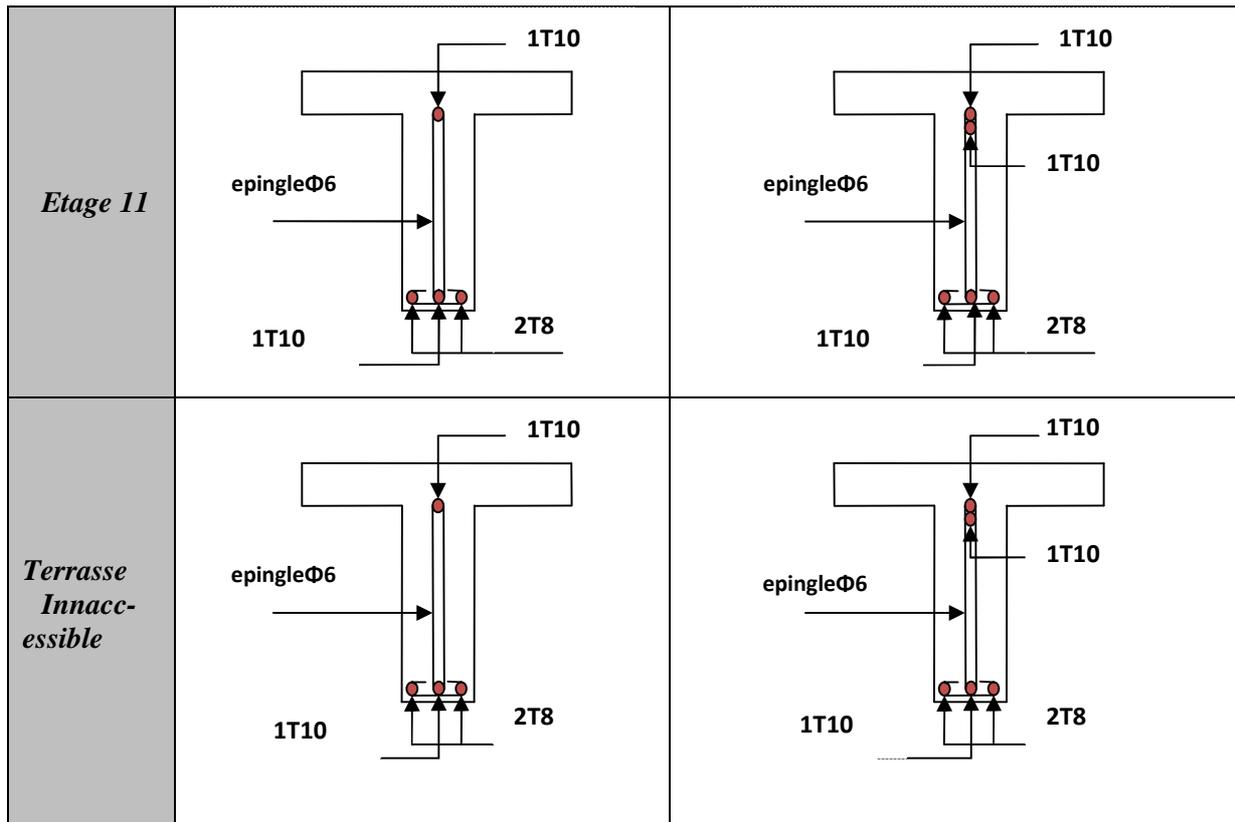


Fig.III.6.Schéma de ferrailage de la dalle de compression

Les schémas de ferrailage sont groupés dans le tableau suivant :

Tableau.III.9.Ferrailage de différents types de poutrelles

Schéma de ferrailage des poutrelles		
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
<i>Sous-sols + RDC</i>		
<i>Etage 1 à 10</i>		



III.3. Plancher à dalle pleine

III.3.1 Dalle pleine des balcons

a) Dalle sur trois appuis

On a deux balcons mais on se contentera d'étudier la dalle **b** qui est la plus défavorable (voir chap II fig II.5), et on adopte le même ferrailage pour l'autre type :

$L_x=137$ cm; $L_y= 431$ cm

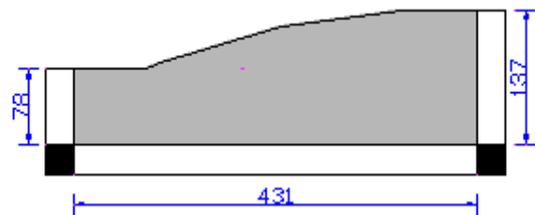


Fig.III.7 : Schéma d'un balcon sur trois appuis

La dalle travail selon le sens l_x et on a:

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.31}{2} = 2.15m \geq L_x = 1.37m$$

a.1) Evaluation des charges

$$G = 4.90 \text{KN/m}^2 \quad \text{On aura donc :}$$

$$Q = 3.50 \text{KN/m}^2$$

A l'ELU : $P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.86 \text{KN/m}^2$ et à l'ELS : $P_S = G + Q = 8.48 \text{KN/m}^2$ alors :

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

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

$$\begin{cases} M_{ox} = 27.63 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 5.08 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 27.63 = 23.48 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 5.08 = 4.31 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\text{et } M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.4 \times M_{ox} = -11.05 \text{KN.m} \\ -0.4 \times M_{oy} = -11.05 \text{KN.m} \end{cases}$$

a.2) Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{11.86 \times 1.37}{2} = 8.12 \text{KN}$$

Les résultats calculés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10.les sollicitations calculées

Combinaison	P (KN/M ²)	Les moments en KN.m				
		M ₀ ^X	M ₀ ^Y	M _T ^X	M _T ^Y	M _A
ELU	11.86	27.63	5.08	23.48	4.31	-11.05
ELS	8.48	19.57	3.6	16.63	3.06	-9.82

a.3) Ferrailage à l'ELU

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.11 Ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis

	sens	M (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /m)	A_{adop} (cm ² /ml)
	Y	4.31	0.03	0.04	0.097	1.27	4 T8=2.01
	X	23.48	0.129	0.117	0.105	6.41	6T12=6.79
	En appuis	11.05	0.06	0.078	0.109	2.9	4 T10=3.14

a.4) Espacement (S_t)

Conformément au RPA l'espacement doit vérifier la condition suivant:

Armature // à L_x $S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$. Pour notre cas $S_t=20\text{cm}$.

Armature // à L_y $S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$. Pour notre cas $S_t=33\text{cm}$.

a.5) Vérification à l'ELU**a.5.1) Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.86 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 8.12 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.072 \text{MPa} < \tau_{adm} = 0.1 \times f_{c28} = 2.5 \text{MPa}$$

a.6) Vérification à l'ELS**a.6.1) Etat limite d'ouvertures de fissures**

L'état de fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire.

a.6.2) Etat limite de compression du béton

On a $M_t^x=16.63$, $M_t^y=3.06$, $M_a=7.82$

Tableau III.12. Vérification des contraintes

Localisation	sens	M (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	σ _{bc} ≤ σ _{adm}
Travée	x-x	16.63	7554.53	3.88	8.55	15	Verifier
	y-y	3.06	2142.13	2.16	3.08	15	
Appuis	x-x	7.82	4004.51	2.78	5.42	15	

a.6.3) Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

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

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.102 \quad \text{Vérifier}$$

$$\frac{M'_{ox}}{10 \times M_o} = 0.042 < \frac{h}{L} = 0.102 \quad \text{Vérifier}$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = 0.006 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Vérifier}$$

a.7) Schémas de ferrailage

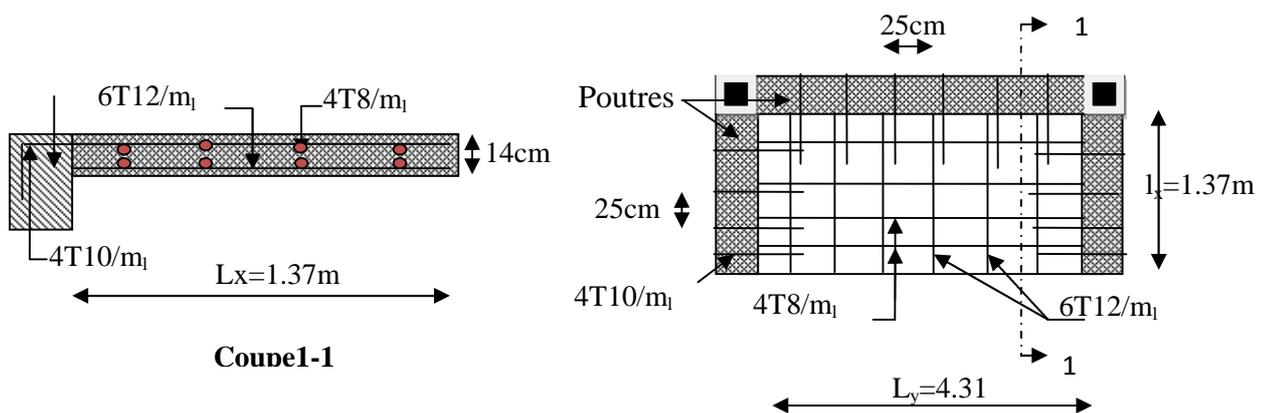


Fig.III.8.Schéma de ferrailage de D₂

b) Dalle sur un appui

On a la dalle sous la forme suivante :

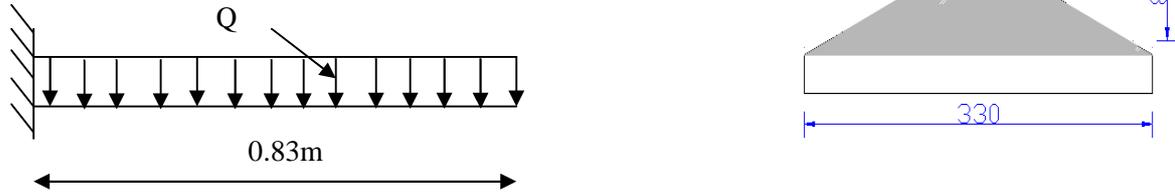


Fig.III.9.schéma statique de la dalle sur un seul appui

Pour une bande de 1m on a: $G=4.90$ $Q=3.50$

$q_u = 11.86KN/ml$ et $q_s = 8.48KN/ml$

Donc après calcul, on trouve :

$M_u = 4.08KN.m$ $M_s = 2.92KN.m$ $V_u = 9.84KN$

.1) Ferrailage :

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

Le tableau III.13 résume le calcul des armatures en travées et en appuis

Tableau III.13.Ferrailage de la dalle pleine sur un appui

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)
4.08	0.0025	0.0032	0.215	0.54

Vérification de la condition de non fragilité

$A_{min} = \rho \times e \times b = 1.12 cm^2 \geq A_{cal}$

Donc on ferraille avec A_{min}

$A = 3HA8 = 1.51cm^2 \Rightarrow A_s = A_p / 3 = 0.50 = 3HA8$

b.2) Vérification diverse :

b.2.1) A l'ELU :

b.2.1.1) Vérification de l'effort tranchant :

$V_u = 9.84KN$

$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{9.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.087MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa$

b.2.2) A l'ELS :

b.2.2.1) Vérification des contraintes :

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de la compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st})

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}) \quad \text{BAEL (A.4.5.32)}$$

Le tableau (TabIII.14) résume la vérification des contraintes :

Tableau.III.14. vérification des contraintes

M_{ser} (KN)	y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
2.92	2.04	2110.58	2.82	15	vérifiée	42.33	201.6	vérifiée

b.2.2.2) Vérification de la flèche :

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

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.16 \quad \text{Vérifier}$$

$$\frac{M'_{ax}}{10 \times M_o} = 0.013 < \frac{h}{L} = 0.16 \quad \text{Vérifier}$$

$$\frac{A'_x}{b \times d} = 0.0013 < \frac{1.51}{400} = 0.01 \quad \text{Vérifier}$$

b.3) Schéma de ferrailage :

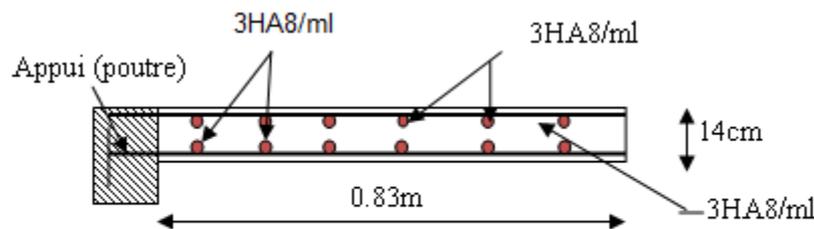


Fig.III.10.schéma de ferrailage de la dalle type 1

III.4. Etude de la poutre de chaînage :

Les poutres de chaînages, à calculés dans notre projet, sont des poutres horizontales en béton armé qu'on peut distinguer en deux types :

Type I : les poutres qui ceinturent les façades à chaque étages au niveau de plancher et sur laquelle repose les murs en doubles parois. Elles sont calculées en **flexion simple**.

Type II : les poutres qui servent d'appuis pour les escaliers. Elles sont calculées en **flexion simple** ainsi qu'en **torsion**.

III.4.1.Type I :

a) Pré dimensionnement :

D'après le **RPA99 version 2003 Art 9.3.3** la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

On opte pour une poutre de chaînage de **(30.35) cm²**.

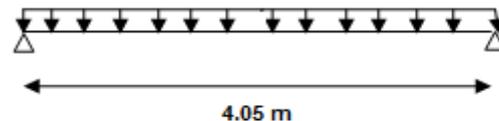


Fig.III.11.schéma de la poutre de chaînage type I

III.4.1.1. Calcul à l'ÉLU

III.4.1.2.Calcul des sollicitations

$$P_{\text{ptre}} = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{KN/ml} \quad \text{et} \quad P_{\text{mur}} = 7.72 \text{KN/ml}$$

$R = 1.82 \text{KN/ml}$ c'est la charge transmise par les poutrelles.

$$q_u = 1.5 \times 1.5 + 1.35 \times (2.625 + 1.7.72 + 1.82) = 18.67 \text{KN/ml}$$

$$q_s = 1.5 + (2.625 + 1.7.72 + 1.82) = 13.66 \text{KN/ml}$$

Tableau.III.15.sollicitation à l'ULU et l'ULS

combinations	P (KN.ml)	M_0^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
ELU	18.67	38.27	-19.13	32.53	37.80	-37.80
ELS	13.66	28.00	-14.00	23.80	27.66	-27.66

III.4.1.3. Ferrailage

Les poutres de chainages se calculent comme des poutres simplement appuyées sollicitées en flexion simple.

Tableau.III.16.Ferrailage de la poutre de chainage

Localisation	M _u (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{cal} ≥A _{min} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)
Travée	32.53	0.07	0.08	0.32	2.94	1.19	Vérifier	3T12=3.39
En appuis	-19.13	0.041	0.053	0.32	1.54	1.19	Vérifier	3T10=2.36

III.4.1.4.Vérification à l’ULU

a) cisaillement

$$\tau = 0.38 < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4MPa) = 2.5MPa$$

b) Armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1\min} ; h/35 ; b/10) \quad [2]$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8 ; 35/35 ; 10/10) = 8 \text{ cm}$$

Soit : Φ_t = 6 mm.

On choisi un cadre et un épingle Φ_t ⇒ A_t = 3Φ6 = 0.83cm².

c) Espacement :

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 28.33cm \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.83 \times 400}{10 \times 0.4} = 29.7cm \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{r28})} = 24.32.cm \end{array} \right. \quad [4]$$

α=90° flexion simple, armatures droites

Avec K =1 (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

Soit : St =20 cm.

III.4.1.4.Vérification à l’ULS

III.4.1.5.Vérification de la contrainte de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est :

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

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

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

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

Tableau.III.17.Vérification des contraintes

Type	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
1	Appuis	-14.09	23038.88	6.5	3.6	15
	Travées	23.8	3653.8	9.00	5.58	15

III.4.1.6. Etat limite de déformation

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.086 \geq 0.06 \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.086 \geq 0.084 \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} = 0.0034 \leq 0.01 \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

Les conditions 1,2 et 3 sont satisfaites donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.4.1.7.Schéma de ferrailage :

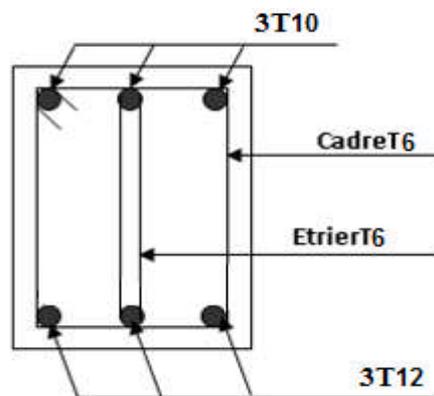


Fig.III.12.Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage I

III.4.2.Type II

a) Pré dimensionnement :

D'après le **RPA99 version 2003 Art 9.3.3** la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à $2/3$ de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$. On opte pour une poutre de chaînage de **(30.35) cm^2** .

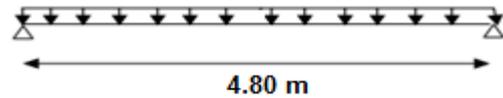


Fig.III.13.schéma de la poutre de chaînage type II

III.4.2.1. Calcul à l'ÉLU

Poids propre de chaînage $P_{\text{ptre}} = 0.3 \times 0.35 \times 25 = 2.625 \text{KN/ml}$

Réaction de l'escalier : à ELU : $R = 16.62 \text{KN/ml}$ et à l'ELS : $R = 11.93 \text{KN/ml}$

$q_u = 1.35 \times 2.625 + 1.7.72 + 16.62 = 20.16 \text{KN/ml}$ et $q_s = 2.625 + 11.93 = 14.555 \text{KN/ml}$

Tableau.III.18.sollicitation à l'ELU et l'ELS

combinations	P (KN.ml)	M_0^{\max} (KN.m)	M_a^{\max} (KN.m)	M_t^{\max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
ELU	20.16	58.06	-29.025	49.351	48.38	-48.38
ELS	11.93	34.35	-17.175	29.19	28.63	-28.63

III.4.2.2. Ferrailage

Les poutres de chaînages se calculent comme une poutre simplement appuyée sollicitée en flexion simple ainsi qu'en torsion.

$$d = 0.9 \times h = 0.315 \text{ m}$$

Tableau.III.19.Ferrailage de la poutre de chaînage

Localisation	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{\text{cal}} \geq A_{\text{min}}$ (cm^2/ml)
Travée	49.351	0.0117	0.0147	0.313	4.53	1.14	Vérifier
En appuis	-29.025	0.0069	0.086	0.31	2.66	1.14	Vérifier

III.4.2.3. Vérification à l'ELU

a) cisaillement

$$\tau = 0.51 < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

b) Armatures longitudinale :

$$A \geq \frac{\gamma \times V_u}{f_e} = 7.19 \geq 1.39$$

III.4.2.4. Vérification à l'ELS

III.4.2.5. Vérification de la contrainte de compression du béton :

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

Tableau.III.20. Vérification des contraintes

Type		Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
1	Appuis	-17.175	28098.88	7.56	6.57	15
	Travées	29.12	45653.8	10.77	9.09	15

III.4.2.6. Etat limite de déformation

D'après le BAEL91 et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} = 0.086 \geq 0.06 \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 * M_0} = 0.086 \geq 0.0854 \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 * d} \geq \frac{4,2}{f_e} = 0.0054 \leq 0.0105 \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

Les conditions 1,2 et 3 sont satisfaites donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

III.4.2.7. Etude à la torsion

$$M_T = \frac{M_t \times L}{2} = \frac{5.6 \times 4.8}{2} = 13.44 \text{ KN.m}$$

III.4.2.8. Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (30-5) \times (35-5) = 750 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{13.44 \times 10^{-3}}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 1.792 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{1.792^2 + 0.51^2} = 1.86 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0,3 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

III.4.2.9. Armatures longitudinales en torsion

U : périmètre de la section

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 2[(30-5) + (35-5)] = 110 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.44 \times 10^{-3} \times 1.1 \times 1.15}{2 \times 400 \times 750 \times 10^{-4}} = 2.83 \text{ cm}^2$$

III.4.2.10.5 Armatures transversales

1. A la torsion

Soit $St = 20 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times St \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{13.44 \times 10^{-3} \times 20 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-8} \times 400} \Rightarrow A_t = 0.5152 \text{ cm}^2$$

2. A la flexion

Soit $St = 20 \text{ cm}$

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(28.35 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 28.35 \text{ cm} \dots\dots\dots$$
 vérifiée.

$$A_t = \frac{0.4 \times St \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} \Rightarrow A_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

III.4.2.11. Conclusion pour le ferrailage de la poutre type II

La section de ferrailage totale (A_t) est calculée en flexion + torsion.

1. Armatures transversales

$$A_t = F_{\text{flexion}} + T_{\text{orsion}} = 0.6 + 0.5152 = 1.1152 \text{ cm}^2.$$

On prend un cadre de T8 et un étrier de T8.

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

2. Armatures longitudinales

- En appuis

$$A^a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{Torsion}}}{2} \Rightarrow A^a = 2.66 + \frac{2.83}{2} \Rightarrow A^a = 4.075 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A^a Soit : $A^a = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{Torsion}}}{2} \Rightarrow A^t = 4.53 + \frac{2.83}{2} \Rightarrow A^t = 5.945 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A^t , Soit : $A^t = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

III.4.2.12. Schéma de ferrailage

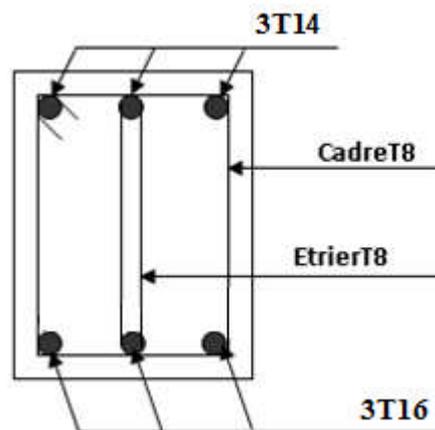


Fig. III.14. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type II

III.5. Etude de la dalle d'ascenseur

La dalle de cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + l'ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

III.5.1.Évaluation des charges et surcharges

- $V=1.6\text{m/s} \rightarrow$ vitesse de levage.

$$\left. \begin{array}{l} G_1 = 5\text{KN} \\ G_2 = 0.88 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{charges dues à la dalle}$$

- $G' = G_1 + G_2 = 5.88$
- $G'' = 145/1.6 = 31.38$ poids de la machine
- $G_{\text{tot}} = 37.26$
- $Q = 1\text{KN/m}^2$

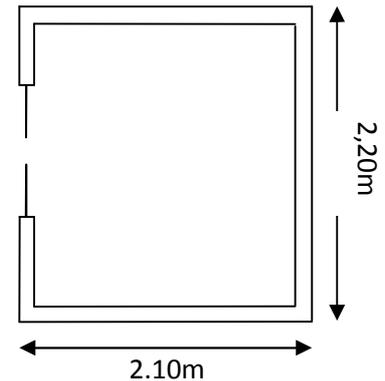


Fig.III.15. : cage d'ascenseur

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 37.27 + 1.5 \times 1 = 43.27 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 37.87 + 1 = 38.87 \text{ KN/m}^2$$

III.5.2.Charges uniformément réparties

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{2.10}{2.20} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

III.5.2.1.Les sollicitations

- à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{array} \right.$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x \Rightarrow M_x = 0.0410 \times 43.27 \times 2.10^2 = 7.93 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.8875 \times 7.93 = 7.03 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 7.93 = 6.74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 7.03 = 5.97 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = -0.3 M_x = -0.3 \times 7.93 = -2.38 \text{ KN.m}$$

III.5.2.2.Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m/l

Le diamètre des barres utilisées doit être :

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 14 \text{ mm}$ pour le ferraillage et on aura donc :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 20 - \left(\frac{1,4}{2} + 2\right) = 17.3 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 20 - \left(\frac{1,4}{2} + 1.4 + 2\right) = 15.9 \text{ cm}$$

Tableau III.21 : Ferraillage de la dalle local des machines

Sens		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ² /ml)
Travée	x-x	6.74	0.0016	0.0740	0.176	1.15	1.64	4 T10=3.14
	y-y	5.97	0.0024	0.0030	0.173	0.99	1.60	4 T10=3.14
Appui	x-x	2.38	0.0056	0.0070	0.17	0.39	1.64	4 T10=3.14

III.5.2.3.Vérification à l'ELU

III.5.2.3.1.Vérification de condition de non fragilité

Pour $h > 12$ cm et $\alpha \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) b h$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.95}{2}\right) \times 100 \times 20 = 1.64 \text{ cm}^2$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h$

$$A_y = 3.14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) b h$

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2}\right) b h = 1.64 \text{ cm}^2$$

III.5.2.3.2. Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

III.5.2.3.3. Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{43.87 \times 1.80}{2} = 39.42 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{39.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.23 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.1 f_{c28} = 2.25 \text{ MPa}$$

III.5.2.4. Vérification à l'ELS

III.5.2.4.1. État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

$$q_s = G + Q = 38.26 \text{ KN/m}$$

à l'ELs : ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0483 \\ \mu_y = 0.9236 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x \Rightarrow M_x = 0.0483 \times 38.26 \times 2.10^2 = 8.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9236 \times 8.15 = 7.52 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.85 M_x = 0.85 \times 8.15 = 6.93 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 M_y = 0.85 \times 7.52 = 6.39 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 M_x = -0.3 \times 8.15 = -2.445 \text{ KN.m}$$

Calcul des contraintes

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

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

Tableau III.22 : Vérification des contraintes

Localisation		M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)
travée	Sens xx	6.93	3.14	3.60	2.40
	Sens yy	6.39	3.14	3.60	2.14
appui		-2.445	3.14	3.60	1.56

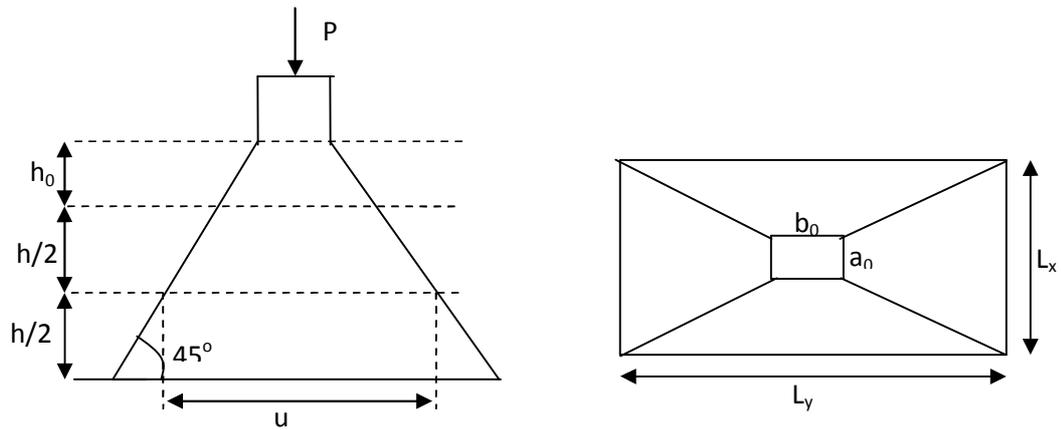


Fig. III.16 : L'ascenseur

III.5.3.Cas de charges concentrées

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impacte ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v.).

On calcul le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h \quad \text{et} \quad v = b_0 + h_0 + 2 \xi h \quad \text{Avec : } a_0 \text{ et } u : \text{dimension // à } L_x$$

b_0 et v: dimension // à L_y ($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement, ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$) , ($a_0 \times b_0$) = (80×80) cm^2

$$u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q \quad , \quad \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \text{donc : } \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

à ELU

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{210}{220} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{108}{210} = 0.6$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{108}{220} = 0.54$$

$$M_1 = 0.749 \times 10^{-2}, M_2 = 0.51 \times 10^{-2}$$

Et on a : $M_{x1} = 6.832 \text{ KN.m}$, $M_{x1} = 5.17 \text{ KN.m}$

Moment dû aux poids propre de la dalle

$$M_{x2} = 1.70 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 1.50 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.832 + 1.70 = 8.53 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.17 + 1.50 = 6.67 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 18 \text{ cm}$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 8.53 = 7.25 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 6.67 = 5.67 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 7.23 = -2.175 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailages sont résumés dans le tableau suivant

Tableau III.23 Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ²)	A_a calculé (cm ²)	A_t adopté (cm ²)	A_a adopté (cm ²)
Sens xx	7.25	2.175	1.2	0.38	4T10=3.14	4T10=3.14
Sens yy	5.67	2.175	1.10	0.304	4T10=3.14	4T10=3.14

III.5.3.1. Vérification à l'ELU :**III.5.3.1.1. Vérification au non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

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

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$Q_u = 97.605 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 430 \times 0.25 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 648 \text{ KN} \quad \text{Condition Vérifier}$$

III.5.3.1.2. Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.1 f_{c28} = 2.5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{q_u}{3u} = 30.125 \text{ KN}$$

$$\text{au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{q_u}{3v} = 30.125 \text{ KN} \quad \text{et on a } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.167 < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25$$

Diamètre maximum des barres :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_{\max} = 10 \text{ mm} \leq 20 \text{ mm}$$

III.5.3.1.3. Espacement des armatures

Sens xx : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Sens yy : $S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

III.5.3.2. Vérification à l'ELS : ($\nu = 0.2$)**1. Les moments engendrés par le système de levage**

$$q_{\text{ser}} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 7.66 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 4.91 \text{ KN.m}$$

2. Les moments dues aux poids propre de la dalle

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 6.1 + 1 = 6.88 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0483 \times 6.88 \times 2.1^2 = 1.465 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.9236 \times 6.88 = 1.35 \text{ KN.m}$$

3. La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.66 + 1.465 = 9.125 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.91 + 1.35 = 6.25 \text{ KN.m}$$

III.5.3.1.1. Vérification de contrainte

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

Tableau III.24. Vérification de contrainte.

Localisation		$M_{\text{ser}}(\text{kN.m})$	$A(\text{cm}^2)$	Y (cm)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$
travée	Sens xx	7.75	3.14	4.22	238
	Sens yy	5.32	3.14	4.12	3.12
appui		-2.75	3.14	2.73	6.20

III.5.3.1.2. Vérification de la flèche :

Les deux conditions à vérifier sont :

$$h/l = 0.09 \geq 1/16 = 0.06 \quad \text{vérifié}$$

$$h/l = 0.09 \geq M_t / 20M_0 = 0.03 \quad \text{vérifié}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

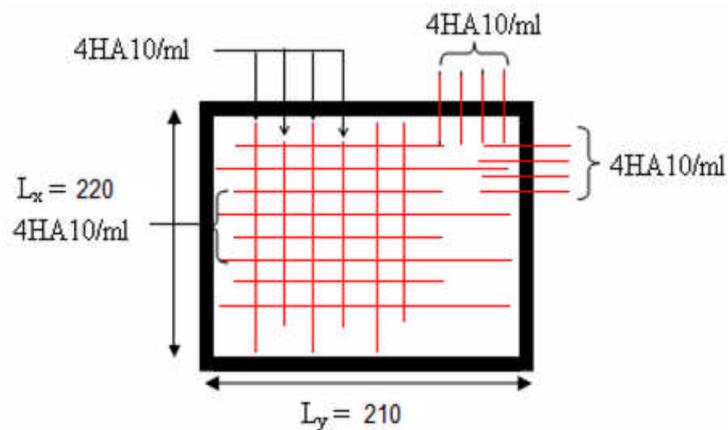
III.5.4. Schéma de ferrailage de la dalle du local des machines

Fig.III.17. Schéma de ferrailage de la dalle du local des machines

III.6. Etude des escaliers

III.6.1. Types 1 : On a l'escalier du RDC et d'étages courants sont presque identiques, alors on se contente d'étudier le plus défavorable qui est celui du RDC.

III.6.1.1. Etude de la première et la troisième partie

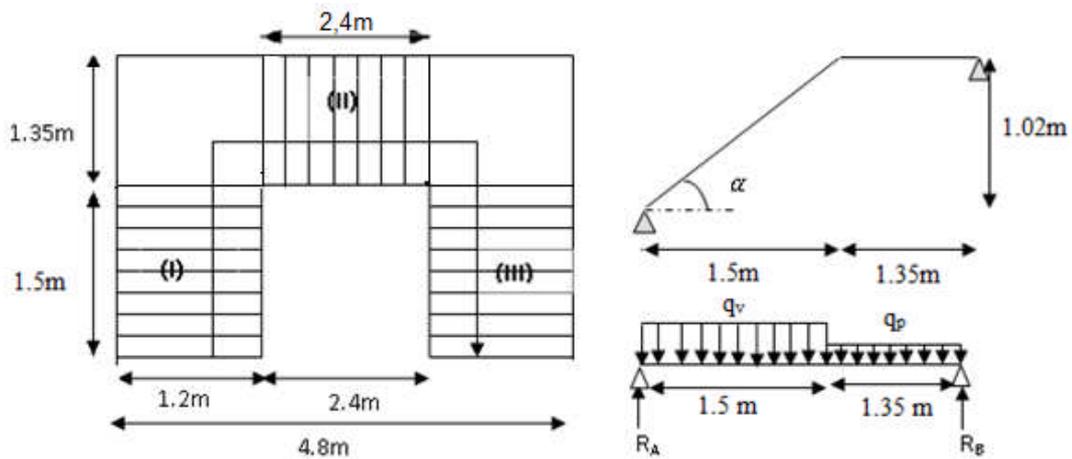


Fig. III.18. Schéma statique de la 1^{ère} et 3^{ème} partie

Tableau. III.25. Caractéristiques de la 1^{ère} et 3^{ème} volée

Caractéristiques	Valeurs
Epaisseur de la paillasse et de palier (e)	14 cm
Charge permanent sur la volée (Gv)	7.44 KN /m ²
Charge permanent sur la palier (Gp)	4.9 KN /m ²
Charge d'exploitation sur la volée (Qv)	2.5 KN /m ²
Charge d'exploitation sur la palier (Qp)	2.5 KN /m ²

III.6.1.1.1. Combinaison de charges

1. ELU

$$q_v = 1,35G_v + 1,5q_v = 1,35 \cdot 7,5 + 1,5 \cdot 2,5 = 13,87 \text{ KN /m}$$

$$q_p = 1,35G_p + 1,5q_p = 1,35 \cdot 4,9 + 1,5 \cdot 2,5 = 10,36 \text{ KN /m}$$

2. ELS

$$q_v = G_v + q_v = 7,5 + 2,5 = 10 \text{ KN /m}$$

$$q_p = G_p + q_p = 4.9 + 2,5 = 7.4 \text{ KN /m}$$

III.6.1.1.2. Calcul des sollicitations

Charge équivalente sur toute la partie q_{eq} :

$$q_{eq} = \frac{q_v \times l_v + q_p \times l_p}{l_v + l_p}$$

Les résultats de calcul des sollicitations sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. III.26. Sollicitation à l'ELU et l'ELS

combinaison	q_{eq} (KN/ml)	M_0^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	V_A (KN)	V_B (KN)
ELU	12.31	11.22	8.42	-5.6	16.62	-16.62
ELS	8.84	8.05	6.03	-4.02	11.93	-11.93

- $M_0^{max} = q_{eq} \times (L_v + L_p)^2 / 8$: moment isostatique
- $M_A^{max} = -0.5 M_0^{max}$: moment maximale au niveau des appuis
- $M_t^{max} = 0.75 M_0^{max}$: moment maximale en travée
- V_A : Effort tranchant au niveau de l'appui A
- V_B : Effort tranchant au niveau de l'appui B

III.6.1.1.3. Ferrailage à l'ELU

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

- $b = 1 \text{ ml}$
- $e = 14 \text{ cm}$
- $d = 12.6 \text{ cm}$

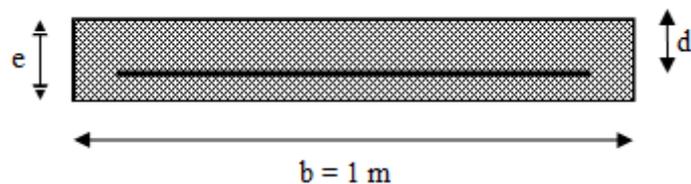


Fig. III.19. Section a calcul

Tableau. III.27.Ferraillage de la 1^{ère} et 3^{ème} partie

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{opt} (cm ²)
En travée	8.42	0.0373	0.0.82	0.123	1.96	1.52	4T8=2.01
En appui	-5.6	0.025	0.031	0.124	1.3	1.52	4T8=2.01

1. calcul de l'espace

On adopte un espace qui vérifie la condition suivante : $St < \min(3 \times e ; 33cm) \Rightarrow$

$St \leq 33 \text{ cm} \Rightarrow$ on choisit $St = 25 \text{ cm}$

2. armature de répartition

$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On choisit 3T8 = 1.51 cm²/ml

Avec un espace $St \leq \min(4e; 45cm) = 45cm \Rightarrow St = 33cm$

III.6.1.1.4. Vérifications à L'ELU

1. Vérification de l'effort tranchant

La fissuration peu nuisible $\Rightarrow \tau_u^- = \min((0.13f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa.$

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.62 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.126} = 0.13MPa \Rightarrow \tau_u = 0.13 \leq \tau_u^- = 3.25MPa.$

Pas de risque de cisaillement.

2. Vérification des armatures longitudinale vis a vis de l'effort tranchant

$\frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 16.62 \times 10^{-3}}{400} = 0.47cm$ Avec $A_L = A_{travée} + A_{appuis}$

$A_L = 2.01 + 2.01 = 4.02 \text{ cm}^2 \geq 0.47 \text{ cm}^2$ condition vérifiée

3Vérification de l'adhérence

On doit vérifier que : $\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \tau_{su}^-$ tel que :

τ_{su}^- : Contrainte limite d'adhérence.

$\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$V_u = \text{Max } V_i = 16.62 \text{ KN}$

$\sum U_i = \pi \times (4 \times \phi 8 + 4 \times \phi 8) = 200.1 \text{ mm}$

$$\tau_{su} = \frac{16.62 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.126 \times 200.1 \times 10^{-3}} = 0.73 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} \quad \text{tel que} \quad \psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA.}$$

$$\overline{\tau_{su}} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.6.1.1.5. Vérifications à L’ELS

1. Etat limite d’ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n’est pas nécessaire

2. Vérification des contraintes dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification à faire est :

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

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

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

Tableau .III.28. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
Travées	6.03	3596.2	2.47	4.15	15	vérifier
Appuis	-4.02	3596.2	2.47	2.76	15	

3. Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad [4]$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{285} = 0.00.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est prise

égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.57\text{ cm}$

Tableau.III.29.Calcul de la flèche.

$q_j(\text{KN/ml})$	$M_{jser} (\text{KN.m})$	$I_{f_j} (\text{cm}^4)$	$\sigma_j(\text{MPa})$	μ_j	$f_{ji} (\text{mm})$
3.5	3.83	25982.45	216	-0.752	0.37
$q_g(\text{KN/ml})$	$M_{gser} (\text{KN.m})$	$I_{f_g} (\text{cm}^4)$	$\sigma_g(\text{MPa})$	μ_g	$f_{gi} (\text{mm})$
4.9	4.33	25982.45	182.95	-0.15	0.44
$q_p(\text{KN/ml})$	$M_{pser} (\text{KN.m})$	$I_{f_p} (\text{cm}^4)$	$\sigma_p(\text{MPa})$	μ_p	$f_{pi} (\text{mm})$
7.4	6.04	25982.45	255.2	-0.012	0.52
$q_g(\text{KN/ml})$	$M_{gser} (\text{KN.m})$	$I_{f_{gv}} (\text{cm}^4)$	$\sigma_{gv}(\text{MPa})$	μ_g	$f_{gv} (\text{mm})$
4.9	4.33	25982.45	182.95	-0.15	1.1

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1.1 + 0.52 - 0.44 - 0.37$$

$$\Delta f = 0.81 \text{ mm} < f_{adm} = \frac{285}{500} = 5.7 \text{ mm} \quad \text{C'est vérifier}$$

III.6.1.2 Etude de la deuxième volée

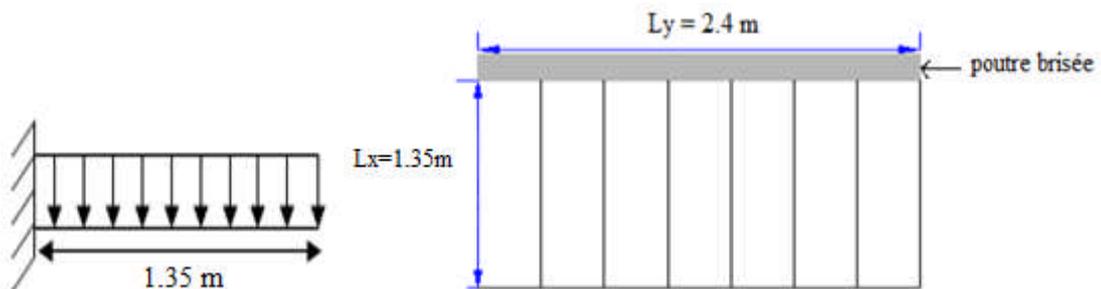


Fig. III.20. Schéma statique de partie 2

Tableau III.30. Caractéristiques de la 2^{ème} volée.

caractéristiques	valeurs
Epaisseur de la volée (e)	14 cm
Charge permanent sur la volée (Gv)	7.44 KN /m ²
Charge d'exploitation sur la volée (Qv)	2.5 KN /m ²

III.6.1.2.1 Evaluation de charges

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 7.50 + 1.5 \times 2.5 = 13.87 \text{ KN/ml}$$

$$P_s = G + Q = 7.50 + 2.5 = 10.00 \text{ KN/ml}$$

III.6.1.2.2. Calcul des sollicitations

1. Moment a l'encastrement

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{13.87 \times 1.35^2}{2} = 12.63 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{2} = \frac{10.00 \times 1.35^2}{2} = 9.11 \text{ KN.m}$$

2. Effort tranchant

$$V_u = P_u \times L = 13.87 \times 1.35 = 18.72 \text{ KN}$$

III.6.1.2.3. ferrailage de la section à l'encastrement à l'ELU

Tableau III.31. Ferrailage de la 2^{ème} partie

M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	A _{cal} ≥ A _{min}
9.98	0.044	0.056	0.123	2.32	1.52	5T8=2.51	vérifier

1. calcul de l'espacement

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante : $St < \min (3 \times e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow$

$St < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ on choisit $St = 25 \text{ cm}$

2. armature de répartition

$$A_r = A_s / 4 = 2.51 / 4 = 0.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit 3T8 = 1.51 cm²/ml

Avec un espacement $St \leq \min (4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow St = 33 \text{ cm}$

III.6.1.2.4 Vérifications à L'ELU

Tableau III.32. Vérification à L'ELU

Parties	Cisaillement	Armatures longitudinales au cisaillement	Adhérence
	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$	$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
volées	0.13 < 3.25	2.51 > 0.47	1.16 < 2.835
Observation	Vérifiée		

III.6.1.2.5 Vérifications à L'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures

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

2. Vérification des contraintes dans le béton

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification à faire est :

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

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

Tableau III.33. Vérification des contraintes de compression dans le béton

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	9.11	4345.97	2.72	4.5	15	vérifier

3. Vérification de la flèche

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

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad [4]$$

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{14}{135} = 0.1 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{14}{135} = 0.1 > 0.075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b \times d} = 0.0019 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.1.3. Etude de la poutre brisée

La poutre brisée est une poutre inclinée qui suit la forme de la deuxième volée, elle se calcule en flexion et en torsion.

III.6.1.3.1. le pré dimensionnement

La poutre brisée est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifiée en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le CBA 93 :

La hauteur « h » de la poutre brisée doit être :

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

$$\frac{524}{15} \leq h \leq \frac{524}{10} \Rightarrow 34.97 \leq h \leq 52.40 \text{ cm}$$

On prend : **h = 40 cm**

b = 30 cm

Selon le RPA99/ version 2003 :

- $h \geq 30$: vérifier, $h = 40$ cm
- $b \geq 20$: vérifier $b = 30$ cm
- $h/b = 40/30 = 1,33 < 4$, condition vérifier

Donc on choisit une section de la poutre brisée $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

III.6.1.3.2. Chargement reprise par la poutre brisée

g_0 = poids propre de la poutre

$$g_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/ml}$$

g_m = poids du mur extérieur sur la poutre.

$$g_m = G \times H = 2.85 \times (3.57 - 0.4 - 1.02) = 6.12 \text{ KN/ml}$$

G : c'est la charge permanente du mur extérieur.

H : c'est la hauteur de mur extérieur qui s'appuie sur la poutre brisée.

Chargement transmis par la première et la troisième volée Charges sur la poutre brisée

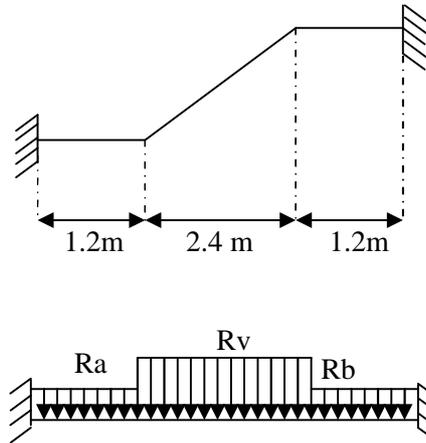


Fig. III.21. Charges revenantes à la poutre brisée

Les charges transmises par les volées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.34. Charges transmises par les volées.

combinaisons	R_A (KN/ml)	R_B (KN/ml)	R_V (KN/ml)	R_{EQ} (KN/ml)
ELU	16.62	16.62	16.64	16.63
ELS	11.93	11.93	12	11.29

R_A : réaction au point A de la troisième volée.

R_B : réaction au point B de la première volée.

R_V : réaction due à la deuxième volée.

R_{EQ} : charge équivalente sur la poutre.

III.6.1.3.3. Combinaison de charges

1.ELU

$$q_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_{EQ} = 1.35 (3 + 6.12) + 16.63 = 28.94 \text{ KN/ml}$$

2.ELS

$$q_s = (g_0 + g_m) + R_{EQ} = (3 + 6.12) + 11.29 = 20.41 \text{ KN/ml}$$

III.6.1.3.4. Calcul des sollicitations

La poutre est bi- encastée, et les moments ont comme suit :

$$\begin{aligned}
 &\bullet \text{ A L'ELU} \begin{cases} M_U^t = \frac{q_U * l^2}{24} = \frac{28.94 * 4.8^2}{24} = 27.78KN.m \\ M_U^a = \frac{q_U * l^2}{12} = \frac{28.94 * 4.8^2}{12} = 55.56KN.m \end{cases} \\
 &\bullet \text{ A L'ELS} \begin{cases} M_S^t = \frac{q_S * l^2}{24} = \frac{20.41 * 4.8^2}{24} = 19.59KN.m \\ M_S^a = \frac{q_S * l^2}{12} = \frac{20.41 * 4.8^2}{12} = 39.18KN.m \end{cases}
 \end{aligned}$$

- $V_g = P \times L / 2$: Effort tranchant au niveau de l'appui gauche de la poutre.
- $V_d = - P \times L / 2$: Effort tranchant au niveau de l'appui droit de la poutre.

Tableau III.35. Sollicitation à l'ELU et l'ELS

combinaison	M_t^{max} (KN.m)	M_A^{max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
ELU	27.78	-55.56	69.45	-69.45
ELS	19.59	-39.18	49	-49

III.6.1.3.5.Ferraillage a la flexion simple

- $h = 40\text{cm}$
- $d = 38\text{cm}$

Tableau III.36.ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple.

localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)
En travée	27.78	0.045	0.057	0.371	2.05
En appui	-55.56	0.09	0.118	0.361	4.41

III.6.1.3.6. Vérifications à L'ELU

Tableau III.37. Vérification à L'ELU

Parties	Cisaillement	Armatures longitudinales au cisaillement
	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$
Poutre palier	0.6 < 3.25	6.56 > 2

III.6.1.3.7. Vérifications à L'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures

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

2. Vérification des contraintes dans le béton

$$M_t^{ser} = 19.59 \text{ KN/ml}; \quad M_a^{ser} = -39.18 \text{ KN/ml}$$

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification a faire est :

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

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

Tableau III.38. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	19.59	48631.57	9.65	5.83	15	vérifier
Appuis	39.18	75069.11	12.14	8.08	15	

3. Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad [4]$$

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0.086 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{40}{480} = 0.086 > 0.075 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b \times d} = \frac{2.05}{30 \times 38} = 0.0011 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.1.3.8. Calcul a la torsion

La poutre est soumise à trois moments de torsion voir figure ci-après :

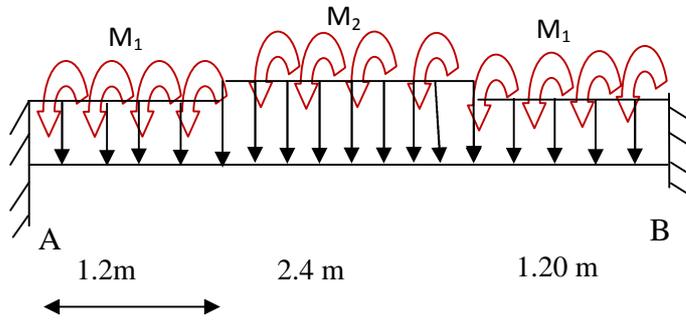


Fig.III.22. moment de torsion dans la poutre brisée

M_1 :c'est le moment à l'appui de la première partie ($M_1 = 5.6 \text{ KN/ml}$).

M_2 :c'est le moment engendre par la deuxième volée ($M_2 = 9.98 \text{ KN/ml}$).

M_3 :c'est le moment à l'appui de la troisième partie ($M_3 = 5.6 \text{ KN/ml}$).

Le moment de torsion et maximum à l'encastrement et il égal à :

$$M_T = \frac{M_{T2} \times L}{2} = \frac{9.98 \times 4.8}{2} = 23.93 \text{ KN.m}$$

III.6.1.3.8.1 Contrainte de cisaillement due a la torsion

L'expérience a montre que lorsqu'il s'agit d'une section pleine le noyau de la section ne jeu aucun rôle à l'ELU de torsion c'est pourquoi on remplace la section pleine par une section creuse fictive. Le principe consiste à remplace la section réelle par une section creuse d'épaisseur (e) égal à 1/6 du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour intérieur de la section réelle de la poutre. [2]

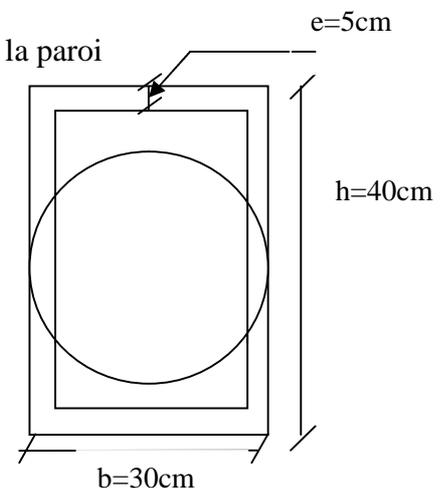
III.6.1.3.8.2. Calcule de la contrainte de cisaillement

- Ω : air du contour tracer du tracé à mi-épaisseur de la paroi
- e : épaisseur de la paroi

$$e = \varnothing /6= b/6 = 5\text{cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (30-5) \times (40-5) = 875 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{23.95 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2.73 \text{ MPa}$$



$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{2.73^2 + 0.6^2} = 2.80 \text{ MPA}$$

D'où $\tau_u = 2.80 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.6.1.3.8.3. Armatures longitudinales en torsion

U : périmètre de la section

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 2[(30-5) + (40-5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{23.95 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 4.72 \text{ cm}^2$$

III.6.1.3.8.4 Armatures transversales

1. A la torsion

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(34.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 34.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{23.95 \times 10^{-3} \times 20 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 875 \times 10^{-8} \times 400} \Rightarrow A_t = 0.77 \text{ cm}^2$$

2. A la flexion

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(34.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 34.2 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} \Rightarrow A_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

III.6.1.3.7.5. Conclusion pour le ferrailage de la poutre brisée

La section de ferrailage totale (A_t) est calculée en flexion + torsion.

1. Armatures transversales

$$A_{t.} = F_{\text{flexion}} + T_{\text{orsion}} = 0.6 + 0.77 = 1.37 \text{ cm}^2.$$

On prend un cadre de T8 et un étrier de T8.

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

2. Armatures longitudinales

3. Vérification de la condition de non fragilité : $A_{min} = 0.5\% \times b \times h = 6 \text{ cm}^2$.

4. Section d'armature longitudinale à prendre

- En appuis

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 4.41 + \frac{4.72}{2} \Rightarrow A^a = 6.77 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A^a , Soit : $A^a = 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$

- En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 2.05 + \frac{4.72}{2} \Rightarrow A^t = 4.41 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A^t , Soit : $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

III.6.1.4. Schémas de ferrailage

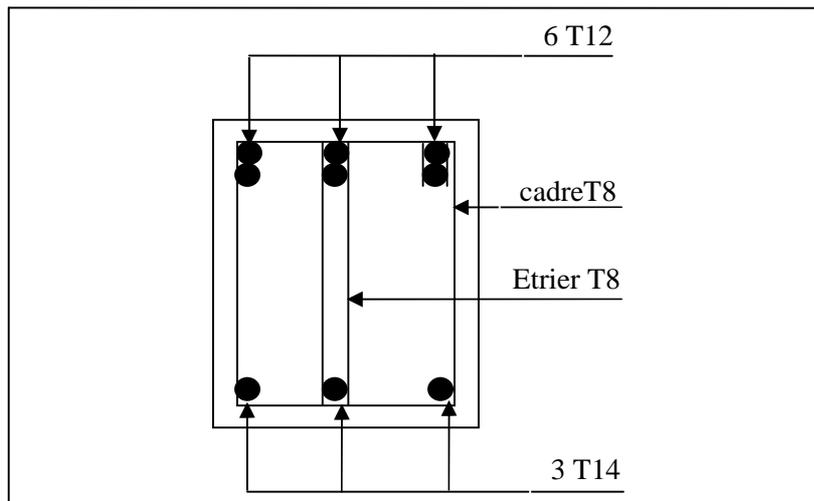


Fig. III.23. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

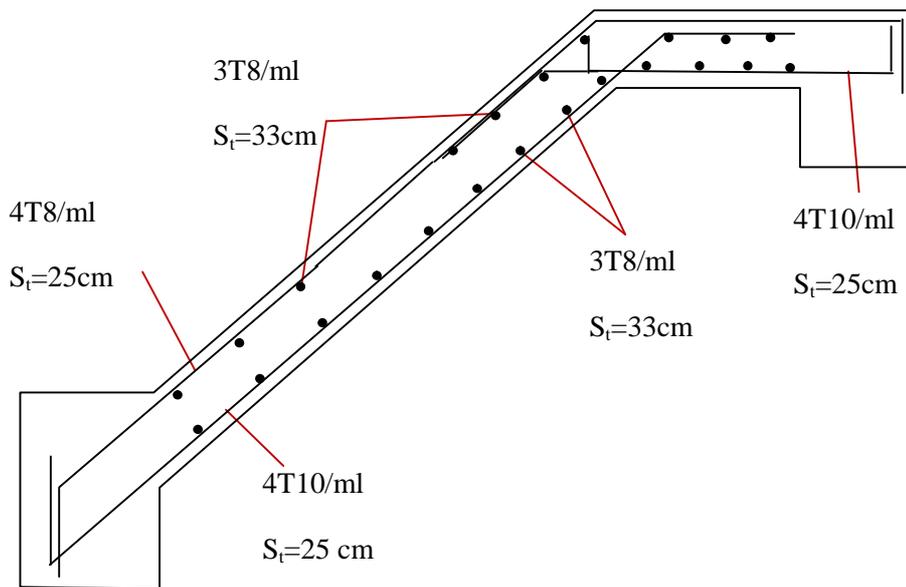


Fig. III.24. Schémas de ferrailage des volées I et III

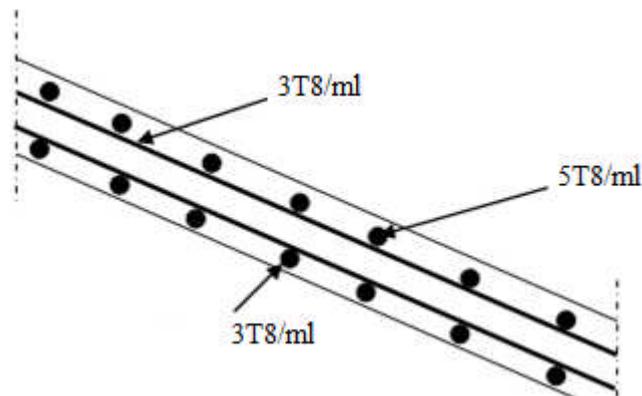


Fig. III.25. Schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée

Types2 : On a l'escalier du RDC et sous-sol sont presque identiques, alors on se contente d'étudier le plus défavorable qui est celui du RDC

III.6.2.1.Etude des I et II volées

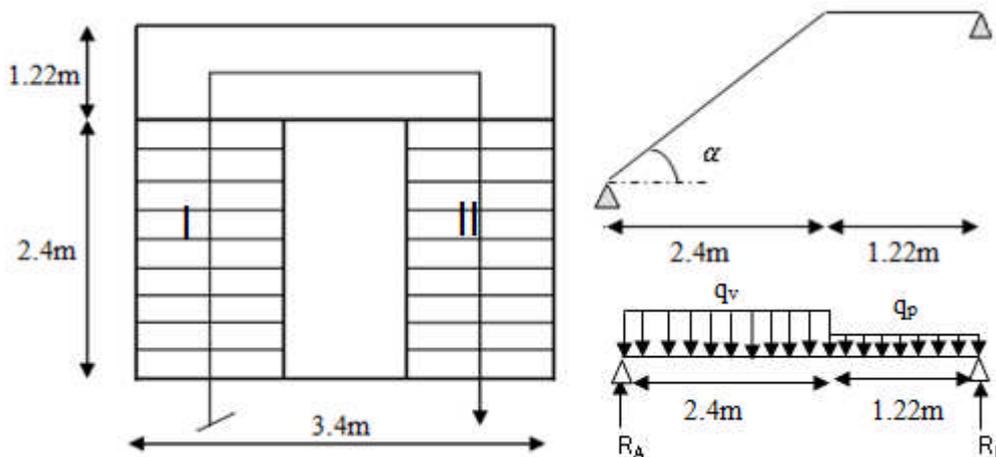


Fig III.26. Schéma statique des deux parties.

Tableau.III.39.Caractéristiques de la volée.

caractéristiques	valeurs
Epaisseur de la volée et de palier (e)	14 cm
Charge permanent sur la volée (Gv)	7.63KN /m ²
Charge permanent sur la palier (Gp)	4.9 KN /m ²
Charge d’exploitation sur la volée (Qv)	2.5 KN /m ²
Charge d’exploitation sur la palier (Qp)	2.5 KN /m ²

III.6.2.1.1.Calcul des sollicitations

Les résultats de calcul des sollicitations sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.40. Sollicitation à l’ELU et l’ELS

combinaison	q _{eq} (KN/ml)	M ₀ ^{max} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	V _A (KN)	V _B (KN)
ELU	12.80	20.97	15.73	-10.48	23.16	-23.16
ELS	9.21	15.08	11.31	-7.54	16.67	-16.67

III.6.2.1.2.Ferraillage à l’ELU

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1ml.

- b= 1 ml
- e= 14 cm
- d= 12.6 cm

Tableau.III.41. Ferrailage de la volée.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	$A_{cal} \geq A_{min}$
En travée	15.73	0.0699	0.0907	0.121	3.72	1.52	5T10=3.93	vérifier
En appui	10.48	0.0766	0.059	0.123	2.45	1.52	5T8=2.51	vérifier

1. calcul de l'espace

On adopte un espacement qui vérifie la condition suivante : $St < \min(3e ; 33cm) \Rightarrow$

$St < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ on choisit $St = 25 \text{ cm}$

2. armature de répartition

$A_r = A_s / 4 = 3.93 / 4 = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

on choisit 3HA8 = 1.51 cm²/ml

avec un espacement $St \leq \min(4e; 45cm) = 45cm \Rightarrow St = 33cm$

III.6.2.1.3. Vérifications à L'ELU

Tableau III.42. Vérification à L'ELU

Parties	Cisaillement	Armatures longitudinales au cisaillement	Adhérence
	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$	$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
volées	0.18 < 3.25	6.44 > 0.66	0.72 < 2.835
Observation	Vérifiée		

III.6.2.1.4. Vérifications à L'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures

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

2. Vérification des contraintes dans le béton

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification à faire est :

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

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

Tab III.43. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	11.31	6296.48	3.3	5.92	15	vérifier
Appuis	-10.48	4345.97	2.72	6.55	15	

3. Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad [4]$$

$$\frac{h}{L} = \frac{14}{362} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut vérifier la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible est

prise égale à : $f_{adm} = \frac{L}{500}$, ce qui donne pour notre cas : $f_{adm} = 0.72\text{cm}$

Tableau.III.44. Calcul de la flèche.

$q_j(\text{KN/ml})$	$M_{jser} (\text{KN.m})$	$I_{f_j} (\text{cm}^4)$	$\sigma_j (\text{MPa})$	μ_j	$f_{ji} (\text{mm})$
5.16	6.34	18671.19	95.96	0.024	0.15
$q_g(\text{KN/ml})$	$M_{gser} (\text{KN.m})$	$I_{f_g} (\text{cm}^4)$	$\sigma_g (\text{MPa})$	μ_g	$f_{gi} (\text{mm})$
6.70	8.24	12506.32	124.73	0.13	0.29
$q_p(\text{KN/ml})$	$M_{pser} (\text{KN.m})$	$I_{f_p} (\text{cm}^4)$	$\sigma_p (\text{MPa})$	μ_p	$f_{pi} (\text{mm})$
8.80	6.94	7946.95	198.29	0.076	0.73
$q_g(\text{KN/ml})$	$M_{gser} (\text{KN.m})$	$I_{f_{gv}} (\text{cm}^4)$	$\sigma_{gv} (\text{MPa})$	μ_g	$f_{gv} (\text{mm})$
6.70	8.24	16479.23	140.25	0.029	0.66

$$\left. \begin{aligned} \Delta f_t &= f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.95 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{l}{500} = \frac{3620}{500} = 6.52 \text{ mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \quad \text{La flèche est vérifiée}$$

III.6.2.2. Etude de la poutre palière

III.6.2.2.1. Le pré dimensionnement

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le CBA93 et vérifié en considérant le RAP 99/version 2003.

Selon le CBA 93 :

La hauteur « h » de la poutre palière doit être :

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

$$\frac{340}{15} \leq h \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.6 \leq h \leq 34 \text{ cm}$$

On prend : **h = 30 cm**

b = 30 cm

Selon le RPA99/ version 2003 :

- $h \geq 30$: vérifier, $h = 30 \text{ cm}$
- $b \geq 20$: vérifier $b = 30 \text{ cm}$
- $h/b = 30/30 = 1 < 4$, condition vérifier

Donc on choisit une section de la poutre palier $b \times h = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

III.6.2.2.2. Chargement reprise par la poutre palier

g_0 = poids propre de la poutre

$$g_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

g_m = poids du mur extérieur sur la poutre.

$$g_m = G \times H = 2.85 \times (3.57 - 0.3 - 1.875) = 3.97 \text{ KN/ml}$$

G : c'est la charge permanente du mur extérieur.

H : c'est la hauteur de mur extérieur qui s'appuie sur la poutre palier

$$G_p = 4.90 \text{ KN/m}^2$$

G_p : poids de palier

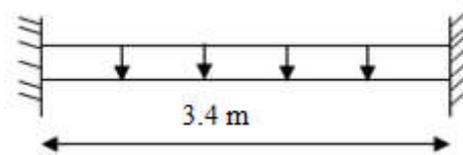


Fig.III.27.Schéma statique de la poutre palier

III.6.2.2.3.Combinaison de charges

ELU

$$q_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_{EQ} = 1.35 (2.25 + 3.97) + 23.16 = 31.55 \text{ KN/ml}$$

ELS

$$q_s = (g_0 + g_m) + R_{EQ} = (2.25 + 3.97) + 16.67 = 22.89 \text{ KN/ml}$$

III.6.2.2.4.Calcul des sollicitations

Les résultats de calcul des sollicitations sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau.III.45. Sollicitation à l'ELU et l'ELS.

combinaison	M_t^{max} (KN.m)	M_A^{max} (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
ELU	15.19	-30.39	53.63	-53.63
ELS	11.02	-22.05	38.91	-38.91

III.6.2.2.5.Ferraillage a la flexion simple

- $h = 30\text{cm}$
- $d = 28\text{cm}$

Tableau.III.46. ferraillage de la poutre palier à la flexion simple

localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)
En travée	15.19	0.0456	0.0583	0.2735	1.59
En appui	-30.39	0.0912	0.119	0.266	3.27

➤ Exigence du RPA Art7.5.2.1 : $A_{min} = 0.5\% b \times h \Rightarrow A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

III.6.2.2.6. Vérifications à L'ELU

Tableau III.47. Vérification à L'ELU

Parties	Cisaillement	Armatures longitudinales au cisaillement
	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e}$
Poutre palier	0.63 < 3.25	4.86 > 1.54
Observation	Vérifiée	

III.6.2.2.7. Vérifications à L'ELS

1. Etat limite d'ouverture des fissures

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

2. Vérification des contraintes dans le béton

$M_t^{ser} = 11.02 \text{ KN.m}$ $M_a^{ser} = -22.05 \text{ KN.m}$

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification à faire est :

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

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

Tableau III.48. Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travées	11.02	13702.25	5.92	4.76	15	vérifier
Appuis	22.05	24738.48	8.07	7.19	15	

3. Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad [4]$$

$$(1) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0.088 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

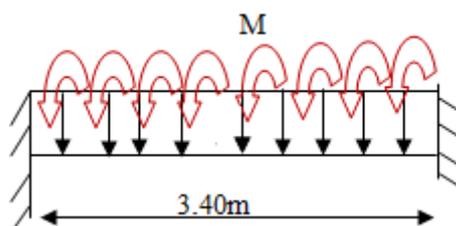
$$(2) \rightarrow \frac{h}{L} = \frac{30}{340} = 0.088 > 0.033 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$(3) \rightarrow \frac{A}{b \times d} = \frac{1.59}{30 \times 28} = 0.0018 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Les trois conditions sont vérifiées, Donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

III.6.2.2.8.Calcul a la torsion

La poutre est soumise au moments de torsion voir figure ci-après :



FigIII.28. moment de torsion dans la poutre palier.

M : c'est le moment engendré par le palier (M = 15.73 KN/ml).

Le moment de torsion et maximum à l'encastrement et il égal à :

$$M_T = \frac{M_T \times L}{2} = \frac{15.73 \times 3.4}{2} = 26.74 \text{ KN.m}$$

III.6.2.2.8.1 Contrainte de cisaillement due a la torsion

Calcul de la contrainte de cisaillement

$$e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{b}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = (30-5) \times (30-5) = 625 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{26.74 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 4.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{4.27^2 + 0.63^2} = 4.31 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 4.31 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition non vérifiée il y a de risque de rupture par cisaillement, donc on doit augmenter les dimensions de la section. Soit $b \times h = 30 \times 40 \text{ cm}^2$

III.6.2.2.8.2. Contrainte de cisaillement à la flexion

g_0 = poids propre de la poutre

$$g_0 = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0.3 \times 0.4 = 3 \text{ KN/ml}$$

g_m = poids du mur extérieur sur la poutre.

$$g_m = G \times H = 2.85 \times (3.57 - 0.4 - 1.875) = 3.69 \text{ KN/ml}$$

1.ELU

$$q_u = 1.35 (g_0 + g_m) + R_{EQ} = 1.35 (3 + 3.69) + 23.16 = 32.55 \text{ KN/ml}$$

2.ELS

$$q_s = (g_0 + g_m) + R_{EQ} = (3 + 3.69) + 16.67 = 23.36 \text{ KN/ml}$$

$$V_u = \frac{32.55 \times 3.4}{2} = 55.33 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{55.33 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.48 \text{ Mpa}$$

III.6.2.2.8.3. Contrainte de cisaillement à la torsion

$$e = \emptyset / 6 = b / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b - e] \times [h - e] = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{26.74 \times 10^{-3}}{2 \times 875 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 3.05 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} = \sqrt{3.05^2 + 0.63^2} = 3.12 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 3.12 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 3.25 \text{ Mpa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

Pas de risque de rupture par cisaillement.

III.6.2.2.8.4 Armatures longitudinales en torsion

U : périmètre de la section

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26.74 \times 10^{-3} \times 1.2 \times 1.15}{2 \times 400 \times 875 \times 10^{-4}} = 5.27 \text{ cm}^2$$

III.6.2.2.8.5 Armatures transversales

1. A la torsion

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 \Rightarrow A_t^{\min} = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{26.74 \times 10^{-3} \times 20 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 875 \times 10^{-8} \times 400} \Rightarrow A_t = 0.87 \text{ cm}^2$$

2. A la flexion

$$S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = \min(34.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 34.2 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{0.4 \times S_t \times b}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.2}{400} \Rightarrow A_t = 0.6 \text{ cm}^2$$

III.6.2.2.9. Conclusion pour le ferrailage de la poutre palière

La section de ferrailage totale (A_t) est calculée en flexion + torsion.

1. Armatures transversales

$$A_t = A_{\text{flexion}} + A_{\text{torsion}} = 0.6 + 0.87 = 1.47 \text{ cm}^2.$$

On prend un cadre de T8 et un étrier de T8.

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

2. Armatures longitudinales

- En appuis

$$A^a = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} \Rightarrow A^a = 3.27 + \frac{5.27}{2} \Rightarrow A^a = 5.90 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A^a , Soit : $A^a = 3\text{HA}16 = 6.03 \text{ cm}^2$

- En travée

$$\text{Soit : } A^t = A_{\text{flexion}} + \frac{A_{\text{torsion}}}{2} \Rightarrow A^t = 1.59 + \frac{5.27}{2} \Rightarrow A^t = 4.22 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A^a , Soit : $A^t = 3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

III.6.2.3. Schéma de ferrailage

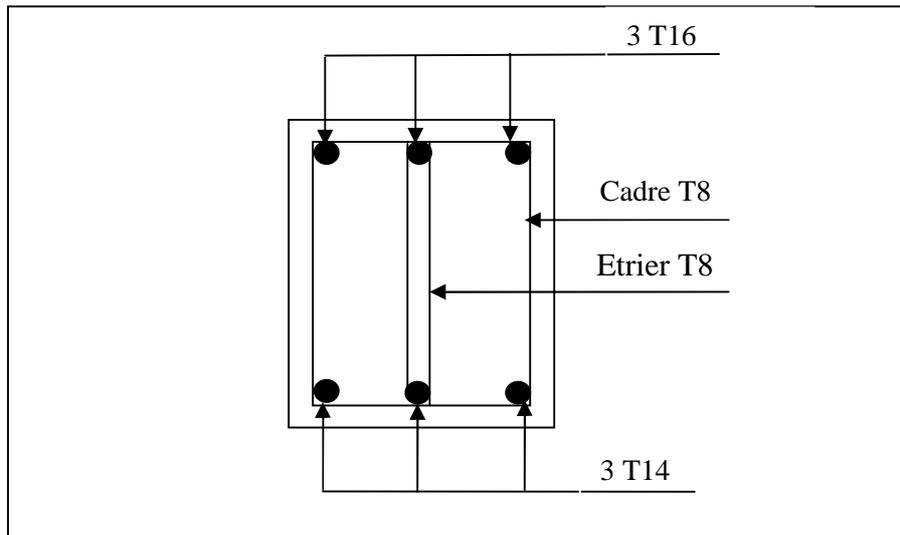


Fig. III.29. : Schéma de ferrailage de la poutre palière

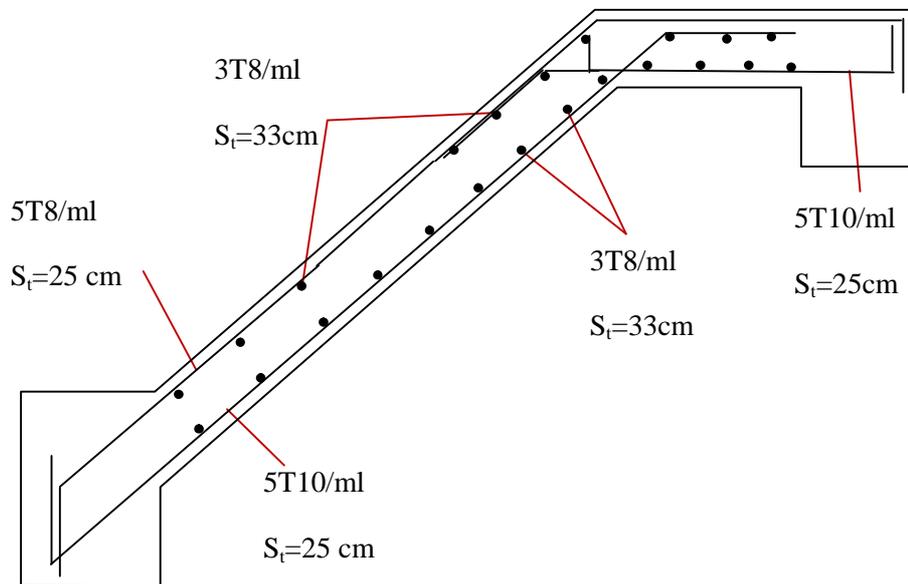


Fig. III.30. Schémas de ferrailage des volées

III.6.3. Etude de palier

$L_x = 145 \text{ cm}$; $L_y = 480 \text{ cm}$

$$\rho = \frac{145}{480} = 0.31 \leq 0.4$$

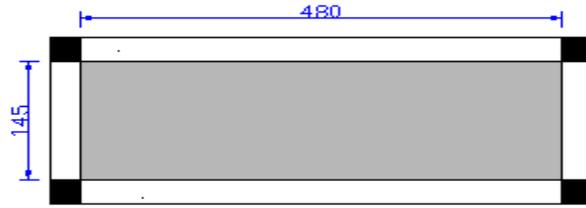


Fig. .III.31. Schéma de palier sur quatre appuis.

La dalle travail selon le sens l_x et on a :

$$\frac{L_y}{2} = \frac{4.80}{2} = 2.40 \text{ m} \geq L_x = 1.45 \text{ m}$$

III.6.3.1. Evaluation des charges

$$G = 4.90 \text{ KN/m}^2 \quad \text{On aura donc :}$$

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

A l'ELU :

$$P_U = 1.35G + 1.5Q = 10.365 \text{ KN/m}^2 \quad \text{et à l'ELS : } P_S = G + Q = 7.40 \text{ KN/m}^2 \quad \text{alors :}$$

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

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

$$\begin{cases} M_{ox} = 31.23 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 5.26 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 31.23 = 26.54 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 5.26 = 4.47 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{et } M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.4 \times M_{ox} = -12.49 \text{ KN.m} \\ -0.4 \times M_{oy} = -12.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{10.36 \times 1.45}{2} = 7.51 \text{ KN}$$

Tous les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.49. Calcul des sollicitations

Combinaison	P (KN/M ²)	Les moments en KN.m				
		M ₀ ^X	M ₀ ^Y	M _T ^X	M _T ^Y	M _A
ELU	10.36	31.23	5.26	26.54	4.47	-12.49
ELS	7.40	22.30	3.75	18.95	3.18	-8.92

III.6.3.2. Ferrailage à l'ELU

Les autres résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.50. Ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis

	sens	M (KN.M)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adop} (cm ² /ml)
	Y	4.47	0.032	0.04	0.097	1.31	4T8=2.01
	X	26.54	0.146	0.198	0.104	7.33	5T14=7.7
	En appuis	12.49	0.068	0.089	0.108	3.29	5T10=3.93

Espacement (S_t)

$$S_{tx} \leq \min(3 \times e; 33cm) = 33cm \Rightarrow 25cm$$

$$S_{ty} \leq \min(4 \times e; 45cm) = 45cm \Rightarrow 33cm$$

III.6.3.3. Vérification à l'ELU

1) Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.066MPa$$

$$\tau_u = 0.066MPa < \tau_{adm} = 0.13 \times f_{c28} = 3.25MPa$$

III.6.3.4. Vérification à l'ELS

1) Etat limite d'ouvertures de fissures

L'état de fissuration est peu nuisible donc aucune vérification à faire.

2) Etat limite de compression du béton

On a $M_t^x=18.95$, $M_t^y=3.18$, $M_a=8.92$ KN.m

Tableau III.51. Vérification des contraintes

Localisation	sens	M (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm}$
Travée	x-x	18.95	8279.67	4.08	10.98	15	Verifier
	y-y	3.18	2142.13	2.16	3.20	15	
Appuis	x-x	8.92	4392.80	2.91	5.90	15	

3) Etat limite de déformation

Vérification de la flèche

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

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.096 \quad \text{Vérifier}$$

$$\frac{M_{ox}'}{10 \times M_o} = 0.082 < \frac{h}{L} = 0.096 \quad \text{Vérifier}$$

$$\frac{A_x'}{b \times d} = 0.0068 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \text{Vérifier}$$

Les conditions sont vérifiées donc l'évaluation de la flèche est inutile

III.6.3.5. Schémas de ferrailage

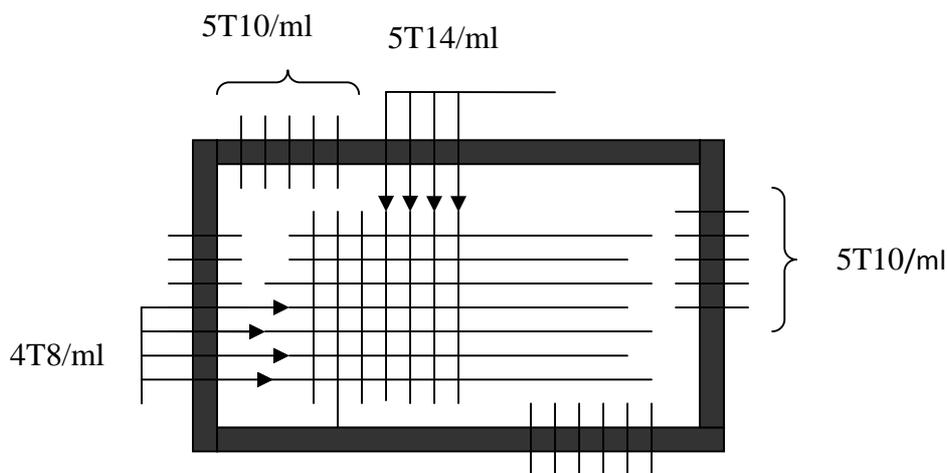


Fig. III.32 : Schéma de ferrailage du palier

III.7.Acrotère

III.7.1. Pour la terrasse inaccessible

C'est un élément en béton armé encastré au niveau du plancher terrasse inaccessible, ses dimensions sont adoptées d'après les plans architecturaux.

$$S_{macce} = 15 \times 60 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10$$

$$S_{macce} = 0.0985m^2$$

Hypothèse de calcul :

- Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.
- La fissuration est nuisible.
- Le calcul sera fait en flexion composée.

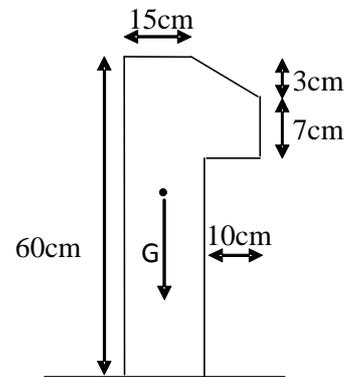


Fig III.33 Vue en plan d'un acrotère

III.7.2. Evaluation des charges

- Poids propre : $G_1 = 25 \times 0.0985 \times 1 = 2.46KN$.
- Poids d'enduit extérieur (ciment : e = 1.5cm) : $G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.60 \times 1 = 0.18KN$.
- Poids d'enduit intérieur (ciment : e = 2cm) : $G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.60 \times 1 = 0.24KN$.

$$W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 2.88KN.$$

$$Q = 1KN .$$

La force sismique :

La force sismique horizontale F_p est donnée par la formule suivante :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad [3]$$

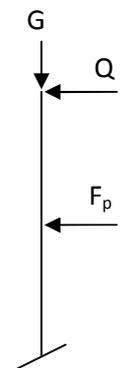
A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, A= 0,15).

C_p : Facteur de force horizontale ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.88 = 1.38KN.$$



Le centre de gravité de la section est $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum x_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.085m$$

$$Y_g = \frac{\sum y_i \times A_i}{\sum A_i} = 0.32m$$

III.7.3. Calcul des sollicitations :

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = 2.88KN \quad M_G = 0.$$

$$N_Q = 0 \quad M_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6KNm.$$

$$N_{F_p} = 0 \quad M_{F_p} = F_p \times Y_g = 1.38 \times 0.32 = 0.441KNm$$

L'acrotère travaille en flexion composée.

III.7.4. Combinaisons d'actions :

Tableau III.52. Combinaison d'action.

	RPA 99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.88	3.88	2.88
M (KN.m)	1.04	0.90	0.60

III.7.5. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1,35G + 1,5Q.

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = 0.90KNm$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.23m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ le centre de pression se trouve à l'extrémité du noyau central donc la section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2 telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm.$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad [4]$$

$$\text{Avec : } \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 15cm.

Donc:

$$e_2 = 0.58cm$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.256m$$

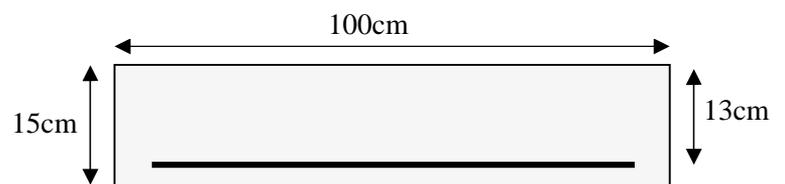


Fig. III.34. Section à ferrailer.

III.7.6. Ferrailage de la section

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

$$f_{st} = 348MPa$$

$$N_u = 3.88KN$$

$$M_u = N_u \times e = 3.88 \times 0.256 = 1KNm$$

Selon le **BAEL 91**:

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.213 \text{KNm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 5.05 \times 10^{-3}.$$

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

D'où :

$$\alpha = 1,25 \times [1 - \sqrt{(1 - 2\mu_{bu})}] = 6.33 \times 10^{-3}.$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.129m.$$

$$A = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.27 \text{cm}^2.$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.16 \text{cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU**

a) Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{cm}^2.$$

On remarque que $A_s < A_{\min}$ donc on prend $A_{\min} = 1.56 \text{cm}^2$.

Se qui fait $4T8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}$.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.502 \text{cm}^2 \Rightarrow 4T8 = 2.01 \text{cm}^2 / \text{ml}.$$

Calcul des espacements :

Les armatures principales : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{cm}$ soit $S_t = 25 \text{cm}$.

Les armatures de répartition : $S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{cm}$ soit $S_t = 25 \text{cm}$.

b) Vérification au cisaillement :

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad V_u = F_p + Q = 2.38KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.0183MPa.$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa.$$

On a $\tau_u = 0.0183MPa < \bar{\tau}_u$ c'est vérifiée.

➤ Vérifications à L'ELS

Vérification de la contrainte d'adhérence limite:

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s \quad [2]$$

Avec $\sum u_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48mm.$$

$$\tau_s = \frac{2.38 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.20 MPa .$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83MPa \quad \psi = 1.5 \quad \text{Pour les HA}$$

$\Rightarrow \tau_s < \bar{\tau}_s$ c'est vérifiée.

Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser}$$

$$\sigma_{sc} = n \times K \times (d - y_{ser})$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240MPa$$

Avec :

$$n = 15$$

$$K = \frac{N_{ser}}{I} \times y_c$$

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

Détermination de y_{ser} :

$$e_a = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.88} + \left(0.13 - \frac{0.15}{2}\right)$$

$$e_a = 0.263m$$

$$c = d - e_a = 0.13 - 0.263$$

$$c = -0.133m$$

Calcul de y_c telle que : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$ (*)

Avec :

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

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

On $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} m^2$, $b = 1m$ et $c = -0.133m$

Donc on trouve :

$$p = -4.83 \times 10^{-2}$$

$$q = 3.72 \times 10^{-4}$$

Après résolution de l'équation (*) on trouve : $y_c = 0.251m \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 0.118m$

Calcul de I :

$$I = 5.48 \times 10^{-4} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = 0.15MPa < 15MPa$$

Condition est vérifiée.

$$\sigma_{sc} = 0.237MPa < 240MPa$$

III.7.7. Schéma de ferrailage

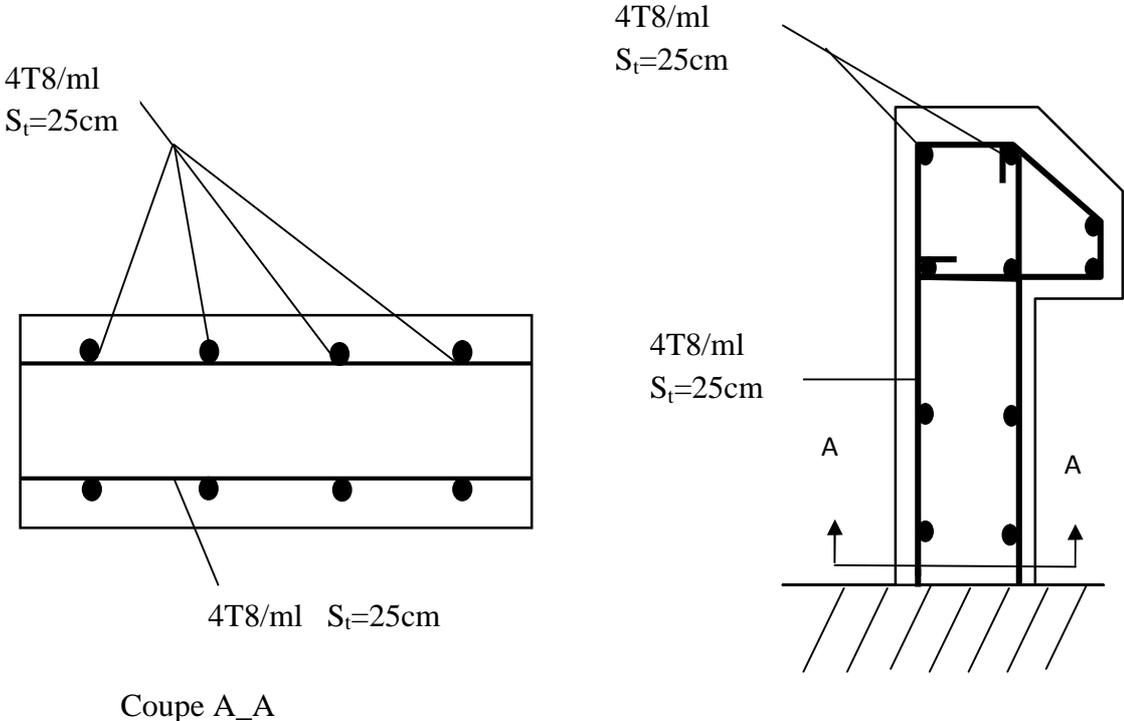


Fig.III.35.Schéma de ferrailage de l'acrotère

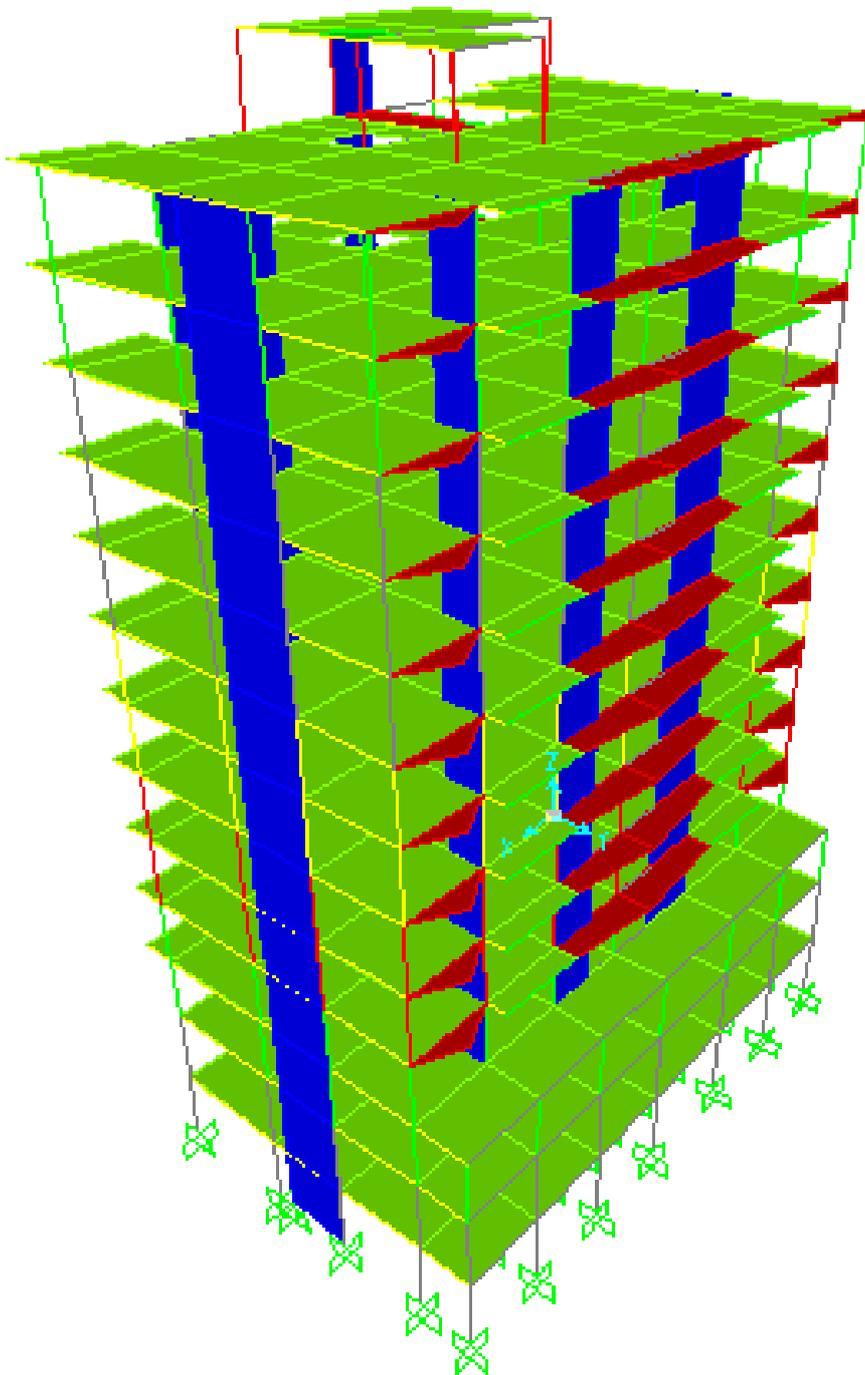


Fig. IV.1. Vue en 3D de la modélisation par « sap 2000 »

IV.1. Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2. Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3. Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ la méthode statique équivalente.
- ✓ la méthode d'analyse modale spectrale.
- ✓ la méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1. Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (**4.2 du RPA 99/2003**) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

✓ **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale : RPA99 (Article 4.2.3)**

L'effort sismique V ; appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

• **A** : Coefficient d'accélération de la zone. **RPA99 (Tableau4.1)**

Le coefficient 'A' représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

- Groupe d'usage : groupe **2**

- Zone sismique : zone **IIa** $\Rightarrow A = 0.15$

• **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : **R = 5**

• **Q** : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : **RPA99 (Formule 4.4)**

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{avec :}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV .1. Valeurs des pénalités Pq

Critère q	Observé	Pq/xx	Observé	Pq/yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des exécutions	Oui	0	Oui	0

Donc

$$Q_x = Q_y = 1.20$$

• **W** : poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation,

il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$\beta = 0.2$ pour usage mixte.

$\Rightarrow W = 53275.885 \text{ KN}$.

• **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement (η). On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad [3]$$

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site. **RPA 99 (Tableau 4.7)**

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S_3 , donc on aura :

T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site **meuble** (S_3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases} \quad [3]$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} \geq 0.7 \quad [3]$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type des structures et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{7/(2+\zeta)} = 0.82 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \quad [3]$$

h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 40.90m$$

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

$$C_T = 0.050$$

$$T = 0.050 \times (40.89)^{3/4} = \mathbf{0.80 \text{ s}}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{D}} \quad [3]$$

D: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$D_x = \mathbf{23.91 \text{ m.}}$$

$$D_y = \mathbf{15.24 \text{ m.}}$$

$$\Rightarrow T_x = 0.75 \text{ s}$$

$$T_y = 0.80$$

$$T_x = \min(T_y, T) = 0.75 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T_y, T) = 0.80 \text{ s}$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.75} \right)^{2/3} = 1.56$$

$$D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.8} \right)^{2/3} = 1.49$$

Donc la période fondamentale statique majorée de **30 %** est :

$$T_x = 1.3 * 0.75 = \mathbf{0.975 \text{ s.}}$$

$$T_y = 1.3 * 0.8 = \mathbf{1.04 \text{ s.}}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.56 \times 1.2}{5} \times 56877.57 = 3194.24 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.49 \times 1.2}{5} \times 56877.57 = 3050.91 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA99) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

La concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

- ✓ Modélisation par nœuds maîtres,
- ✓ Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété par l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad [3]$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T1, T2 : périodes caractéristiques associées a la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

le spectre de réponse suivant est donné par le logiciel (*spectre*).

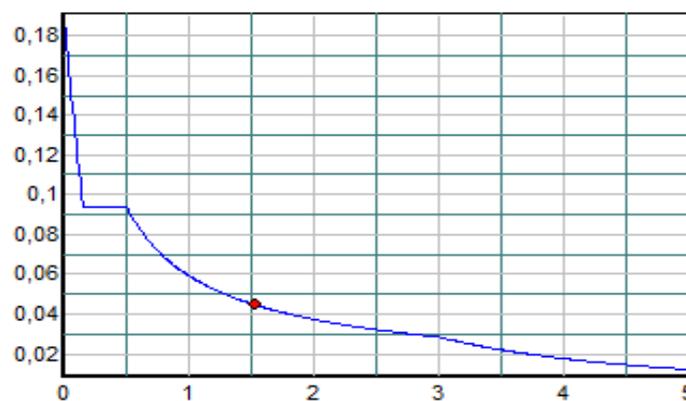


Fig. IV.2. Spectre de calcul

IV.3.3 Méthode d'analyse par accélérogramme :

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interpolation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

IV.4. Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :

1. 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.
2. 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%

3 .D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- ou que 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.5 Modalisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le SAP2000 version 14(Annexe 4)

IV.5.1 Disposition des voiles de contreventement :

Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques .Pour l'illustration on opte pour cette disposition :

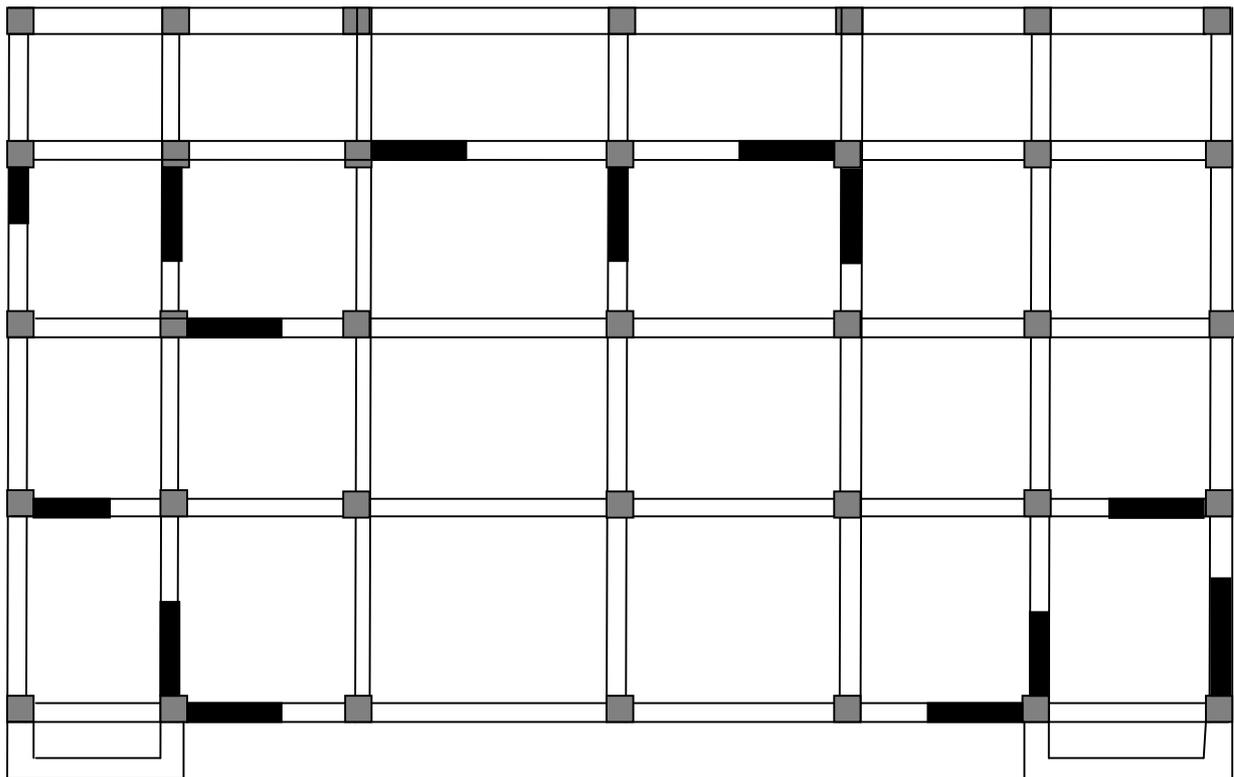


Fig. IV.3. Disposition des voiles

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.4, IV.5. IV.6.



Fig. IV.4. 1^{er} mode (translation suivant Y)

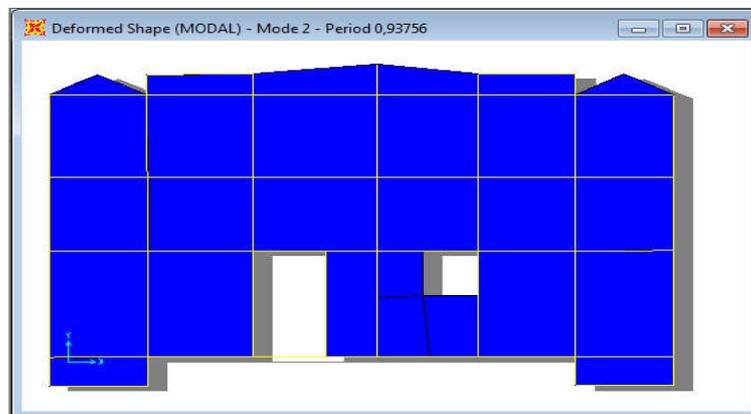


Fig. IV.5. 2^{ème} mode (translation suivant X)

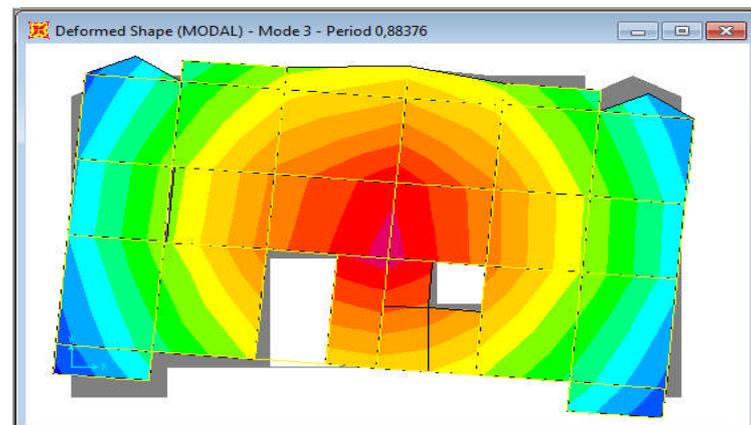


Fig. IV.6. 3^{ème} mode (rotation suivant Z)

• **Analyse des résultats**

On voit bien que les trois modes sont vérifiés et les périodes aussi ceux qui nous mènent à vérifier l'interaction voile portique et l'effort normal réduit.

Résultats obtenus :

a). Justification de l'interaction "Voiles-portiques"

➤ **sous charges verticales** *RPA99(Formule 3.4.4)*

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.2. Vérification sous charges verticales

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
Sous sols	35664.65	13865.65	65.65	34.35
RDC	33774.26	12147.57	65.77	34.23
NIV 01	33709.04	11388.80	64.25	35.75
NIV 02	3078.89	12278.84	61.02	39.98
NIV 03	29056.50	10460.20	64.47	38.53
NIV 04	25302.05	9688.35	62.71	37.29
NIV 05	20615.00	7163.68	66.25	33.75
NIV 06	19210.76	7491.62	60.37	39.63
NIV 07	12402.92	5456.30	56.16	43.84
NIV 08	11190.39	5035.79	55.04	44.95
NIV 09	9050.48	4072.70	54.52	45.48
NIV 10	5896.99	1945.27	66.08	33.92
NIV 11	4917.63	1819.67	67.47	32.53
NIV 12	745.90	186.63	74.58	25.42

b). Vérification de l'effort normal réduit :

Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

$$N_{rd} = \frac{N}{B * f_{c28}} \leq 0.3 \quad \text{Tel que : } N : \text{l'effort normal maximal.}$$

B : section du poteau

Tableau IV.3. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (m ²)	N _d (KN)	ν	Observation
Poteaux du s-sol et RDC	60×60	0,36	3150.21	0.35	Non vérifiée
Poteaux du 1 et 2 ^{eme}	55×55	0,3025	2520.87	0.33	Non vérifiée
Poteaux du 3et 4 ^{eme}	50×50	0,25	1937.54	0.31	Non vérifiée
Poteaux du 5et 6 ^{eme}	45×45	0.2025	1367.45	0.27	vérifiée
Poteaux du 7et 8 et 9 ^{eme}	40×40	0.16	1100.73	0.25	vérifiée
Poteaux du 10 et 11 ^{eme}	35×35	0.1225	674.23	0.22	vérifiée
Poteaux du Buanderie	30×30	0.09	458.11	0.20	vérifiée

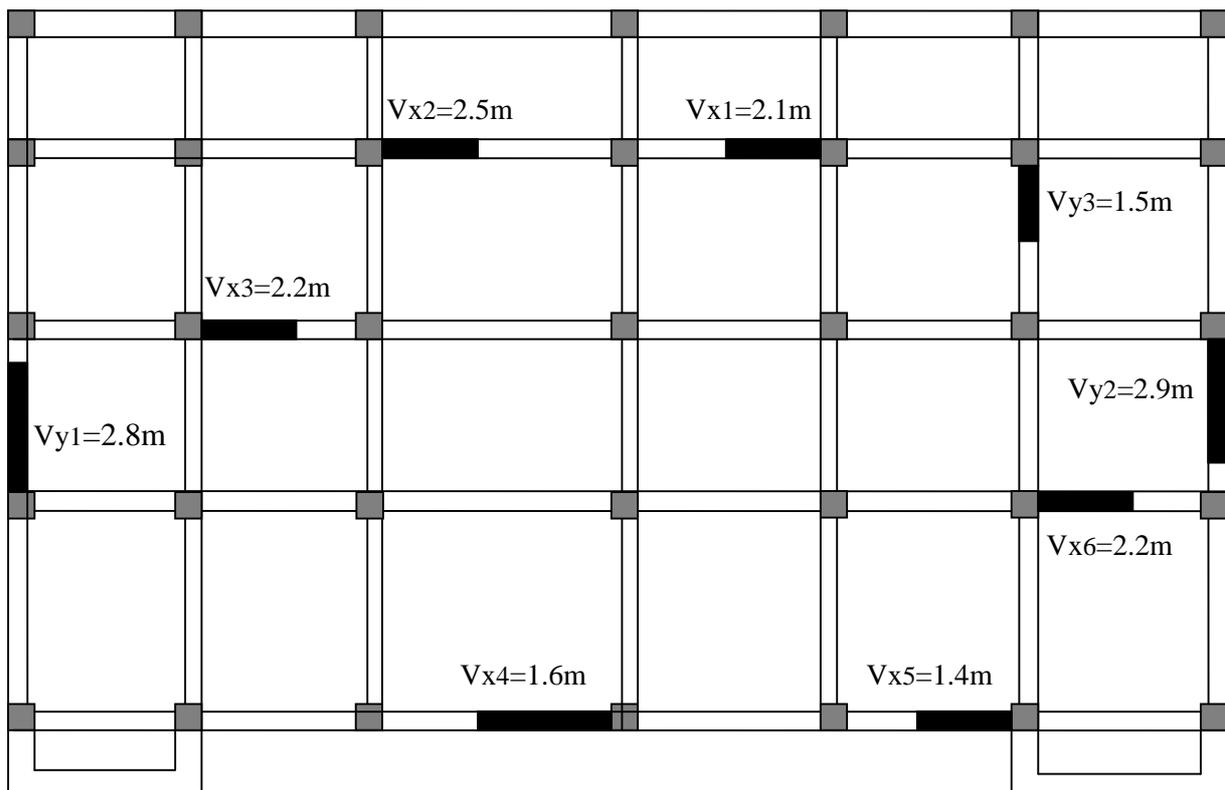
- Analyse des résultats**

On voit bien que la première disposition des voiles ne satisfait pas l'interaction verticale et l'effort normal réduit dans les six premiers niveaux ceux qui risquent un écrasement du béton est vu que le nombre de voiles est important(14), la solution que nous proposons est de réduire le nombre de voile et on augmente la section des poteaux et poutres

Tableau IV.4. Propriétés des poteaux et poutres

Eléments	Largeur b (cm)	Hauteur h (cm)
Poteaux du sous-sol et RDC	75	75
Poteaux du 1 et 2 ^{ème}	70	70
Poteaux du 3et 4 ^{ème}	65	65
Poteaux du 5et 6 ^{ème}	60	60
Poteaux du 7et 8 et 9 ^{ème}	55	55
Poteaux du 10 et 11 ^{ème}	50	50
Poteaux du la Buanderie	45	45
Poutres principal	35	45
Poutres secondaires	35	40

Donc on opte pour La deuxième disposition suivante :

**Fig. IV.7.** Disposition des voiles

Les modes de vibration sont montrés sur les Fig. IV.8, IV.9 et IV.10.



Fig. IV.8. 1er mode (translation suivant Y)

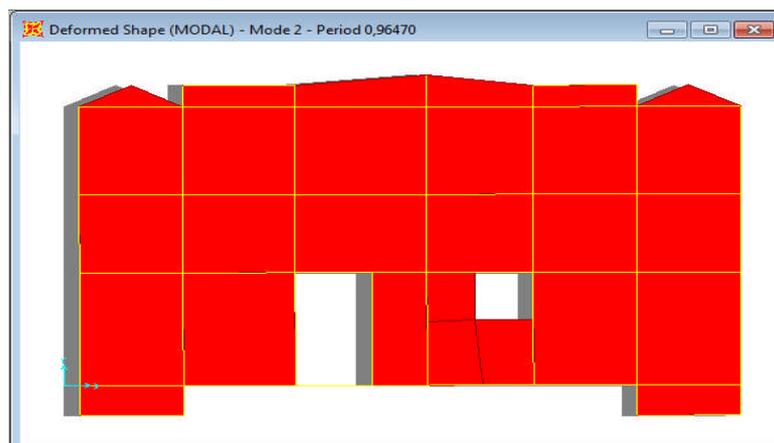


Fig. IV.9. 2éme mode (translation suivant X)

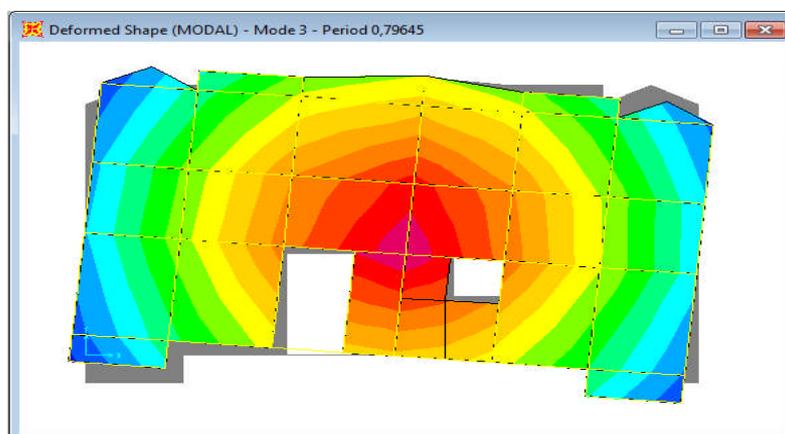


Fig. IV.10. 3éme mode (torsion autour de Z)

• **Analyse des résultats**

On voit bien que les trois modes de vibration sont vérifiés et la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculées par les formules empiriques du RPA 99 majoré de 30 % en respectant les périodes calculées.

Résultats obtenus :

a). Périodes de vibration et participation massique : (RPA 2003, l'article 4.3.4)

Tableau IV.5.Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Périodes	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
	Sec	U_x	U_y	U_x	U_y
Mode 1	0.9996	0,00176	0,68	0,00176	0,68
Mode 2	0.9647	0,71	0,001629	0,71	0,68
Mode 3	0.7964	0,001059	0,0003267	0,71	0,68
Mode 4	0.3094	0,006387	0,15	0,71	0,83
Mode 5	0.3060	0,13	0,008009	0,84	0,84
Mode 6	0.2932	0,00009831	0,00002194	0,84	0,84
Mode 7	0.2902	0,00000809	5,636E-08	0,84	0,84
Mode 8	0.2748	0,00004416	0,00001673	0,84	0,84
Mode 20	0,165741	0,007145	0,04265	0,85	0,88
Mode 21	0,162077	0,0429	0,007643	0,89	0,89
Mode 22	0,132142	0,0005062	0,01862	0,89	0,91
Mode 23	0,120875	0,009877	0,00008341	0,90	0,91

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées.

b). Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :

Les tableaux IV.6 et IV.7 illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

➤ **sous charges verticales** *RPA99(Formule3.4.4)*

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.6. Vérification sous charges verticales

NIVEAU	Charges reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	PORTIQUE	VOILE	PORTIQUE	VOILE
Sous sols	45158,85	8863,55	83,55	16.45
RDC	42629,90	8346,54	83,62	16.38
NIV 01	39290,17	8144,54	82,83	17.17
NIV 02	34816,604	7606,88	82,06	17.94
NIV 03	30704,572	7281,85	80,83	19.17
NIV 04	27064,03	6620,33	80,34	19.66
NIV 05	26317.97	6169,3	81.20	18.80
NIV 06	25186.22	5405,57	82.33	17.67
NIV 07	20036.33	4804,15	80,66	19.34
NIV 08	17203.10	3907,59	81,49	18.51
NIV 09	11961.32	2973,5	80,09	19.91
NIV 10	7876.65	2130,53	78,71	21.29
NIV 11	4124.4	1075,3	79,32	20.68
NIV 12	237.26	38,248	86,12	13.88

• **Analyse des résultats**

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge verticale est presque vérifiée dans tous les niveaux.

➤ **sous charges horizontal [3]**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.7.Vérification sous charges horizontales

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	PORTIQUE		VOILE		PORTIQUE		VOILE	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
Sous sols	903.30	1315,873	1222.11	498,571	42.50	72,52	57.49	27,477
RDC	829.11	863,326	1298.41	641,976	38.97	57,35	61.02	42,647
NIV 01	1003.42	1305,929	994.29	409,766	50.22	76,11	49.77	23,883
NIV 02	850.16	1133,668	1040.16	477,203	44.97	70,37	55.02	29,623
NIV 03	770.72	1012,038	1007.62	478,606	43.33	67,89	56.66	32,107
NIV 04	813.31	1065,303	844.33	369,826	49.06	74,23	50.93	25,769
NIV 05	644.99	903,7	833.61	372,571	43.62	70,80	56.37	29,192
NIV 06	715.70	960,559	674.91	282,095	51.46	77,29	48.53	22,701
NIV 07	573.70	809,558	666.14	296,135	46.27	73,21	53.72	26,782
NIV 08	546.11	765,223	528.14	222,369	50.83	77,48	49.16	22,516
NIV 09	490.10	704,766	385.27	155,882	55.98	81,88	44.01	18,112
NIV 10	337.57	514,675	298.49	123,889	53.07	80,59	46.92	19,401
NIV 11	369.48	550,076	85.49	77,334	81.21	87,67	18.78	12,329
NIV 12	87.88	103,896	10.01	1,225	89.76	98,83	10.23	1,165

On remarque que l'interaction voile-portique sous charge horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.8

Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit

Niveau	Type de poteau	B (m ²)	N _d (KN)	ν	Observation
Poteaux sous-sol et RDC	75×75	0,56	3187.701	0.23	vérifiée
Poteaux du 1 et 2 ^{ème}	70×70	0,49	2527.23	0.20	vérifiée
Poteaux du 3et 4 ^{ème}	65×65	0,42	1971.09	0.18	vérifiée
Poteaux du 5et 6 ^{ème}	60×60	0.36	1450.13	0.16	vérifiée
Poteaux du 7et 8 et 9 ^{ème}	55×55	0.3025	998.81	0.13	vérifiée
Poteaux du 10 et 11 ^{ème}	50×50	0.25	522.01	0.08	vérifiée
Poteaux du la Buanderie	45×45	0,202	296.01	0.05	vérifiée

IV.5.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'article 4.3.6 de l'RPA99, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Tableau IV.9. Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	Observation
Sens x-x	2376.76	3194.24	0.75	Non vérifiée
Sens y-y	2303.175	3050.91	0.75	Non vérifiée

• **Analyse des résultats :**

On voit bien que les résultats sont pas vérifier, alors il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) en majorant l'effort dynamique dans les deux sens par un facteur de correction égal à **5 %** : **RPA (Article 4.3.6)**

$$0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.05 \dots \text{sens XX}$$

$$0.8 \frac{V_{st}}{V_{dyn}} = 1.05 \dots \text{sens YY}$$

IV.5.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

δ_{eK} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.10.

Tableau IV.10. Vérification des déplacements

NIVEAU	Sens x-x						Sens y-y					
	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	h_K (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	δ_{eK} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/h_K$ (%)	
Sous sols	0.058	0.29	0	0.29	306	0.094	0.066	0.33	0	0.33	0.1	
RDC	0.20	1	0.29	0.71	357	0.19	0.20	1	0.33	0.67	0.18	
NIV 01	0.37	1.85	1	0.85	306	0.25	0.34	1.7	1	0.7	0.22	
NIV 02	0.54	2.7	1.85	0.85	306	0.25	0.50	2.5	1.7	0.8	0.26	
NIV 03	0.73	3.65	2.7	0.95	306	0.31	0.68	3.4	2.5	0.9	0.29	
NIV 04	0.92	4.6	3.65	0.95	306	0.31	0.87	4.35	3.4	0.95	0.31	
NIV 05	1.10	5.5	4.6	0.9	306	0.29	1.06	5.3	4.35	0.95	0.31	

NIV 06	1.28	6.4	5.5	0.9	306	0.29	1.24	6.2	5.3	0.9	0.29
NIV 07	1.44	7.2	6.4	0.8	306	0.26	1.43	7.15	6.2	0.95	0.31
NIV 08	1.59	7.95	7.2	0.75	306	0.24	1.60	8	7.15	0.85	0.27
NIV 09	1.72	8.6	7.95	0.65	306	0.21	1.75	8.75	8	0.75	0.24
NIV 10	1.83	9.15	8.6	0.55	306	0.17	1.90	9.5	8.75	0.75	0.24
NIV 11	1.93	9.65	9.15	0.50	306	0.16	2.03	10.15	9.5	0.70	0.22
NIV 12	2.01	10.05	9.65	0.4	306	0.13	2.14	10.7	10.15	0.55	0.17

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [3]

Les effets du 2ème ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_k} \leq 0,1$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k",

$$P_K = \sum_n (W_{gi} + \beta \cdot W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

Δ_K : déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : hauteur de l'étage "k".

✓ Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - \Theta_K)$.

✓ Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.11.

Tableau IV.11. Vérification de l'effet P- Δ

NIVEAU	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k	V _k (KN)	Θ_k	Δ_k	V _k (KN)	Θ_k
Sous sols	306	53382,57	0.29	2111,36	0.023	0.33	2093,413	0.025
RDC	357	48749,905	0.71	2018,49	0.048	0.67	2002,543	0.045
NIV 01	306	44338,844	0.85	1958,63	0.062	0.7	2081,654	0.048
NIV 02	306	39624,611	0.85	1852,966	0.063	0.8	1978,836	0.052
NIV 03	306	35455,915	0.95	1754,164	0.059	0.9	1862,995	0.056
NIV 04	306	31429,315	0.95	1650,888	0.058	0.95	1735,444	0.057
NIV 05	306	26561,134	0.9	1477,399	0.052	0.95	1551,985	0.053
NIV 06	306	22761,97	0.9	1277,075	0.051	0.9	1455,442	0.045
NIV 07	306	19624,598	0.8	1246,176	0.041	0.95	1306,889	0.043
NIV 08	306	15861,821	0.75	1087,061	0.035	0.85	1135,314	0.038
NIV 09	306	12124,666	0.65	892,072	0.028	0.75	932,109	0.031
NIV 10	306	8387,863	0.55	656,671	0.022	0.75	686,193	0.029
NIV 11	306	4767,612	0.50	398,307	0.019	0.70	393,854	0.024
NIV 12	306	969,82	0.4	97,851	0.012	0.55	104,792	0.017

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.11, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale). Toutes les étapes de l'étude dynamique à savoir la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, découlent toutes de la disposition des voiles. La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes. Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003.

V.1. Etude des poteaux :**V.1.1 Introduction :**

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles Introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$ [3]
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.2.2. Recommandations du RPA99 (version 2003) :**a). Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h '.

$$l' = 2 \times h$$

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h_e : est la hauteur de l'étage

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau

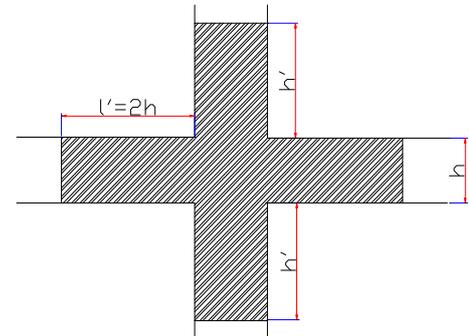


Figure V.1 : zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

Niveau	section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) zone de recouvrement
Sous-sol, RDC	75×75	45	225	337.5
1 et 2ème étage	70×70	39.2	196	294
3 et 4ème étage	65×65	33.8	169	253.5
5 et 6ème étage	60×60	28.8	144	216
7,8 et 9ème étage	55×55	24.2	121	181.5
10 et 11ème étage	50×50	20	100	150
buanderie	45×45	16.2	81	121.5

b) Armatures transversales [3]

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \quad [3]$$

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'élancement 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 : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

- ✓ $A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
- ✓ $A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement 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 $10\phi_l$ 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.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux

Niveau	Nmax →Mcor		Mmax →Ncor		Nmin →Mcor	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Sous-sol, RDC	-3294.92	4.94	176.34	-2327.4	-235.13	75.7
1 et 2ème étage	-2770.07	6.85	147.19	-164.87	-175.4	60.1
3 et 4ème étage	-2267.10	7.10	149.59	-1233.28	-10.10	32.04
5 et 6ème étage	-1788.81	5.55	145.05	-1010.60	-110.60	48.46
7,8 et 9ème étage	-1338.69	4.65	127.89	-750.96	-55.65	18.55
10 et 11ème étage	-718.60	20.62	87.01	-317.96	-7.15	7.35
buanderie	-378.44	52.79	120.16	-267.63	-20.64	39.73

V.1.3 Calcul du ferrailage :

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 le poteau rectangulaire le plus sollicité du sous sol, avec les sollicitations suivantes :

- $N_{\max} = 3294.92\text{KN}$ $M_{\text{cor}} = 4.96\text{KN.m}$
- $M_{\max} = 176.34\text{kN.m}$ $N_{\text{cor}} = 2327.4\text{KN}$
- $N_{\min} = 235.13\text{KN}$ $M_{\text{cor}} = 114.72\text{KN.m}$

a) Calcul sous N_{\max} et M_{cor} :

$$d = 0.70\text{m}; d_0 = 0.05\text{m}$$

$$N = 3294.92\text{KN} \text{ (de compression)}$$

$$M = 4.96\text{KN.m} \Rightarrow e_G = M/N = 0.0015\text{m}$$

$e_G < h/2 = 0.75/2 = 0.375\text{m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

Il faut vérifier la condition suivante :

$$N(d-d_0) - M_A \geq (0.337h - 0.81d_0)b \cdot h \cdot f_{bu} \quad (I)$$

$$M_A = M + N \times (d - h/2) = 4.96 + 3294.92 \times (0.7 - 0.75/2) = 1075.80\text{KN.m}$$

$$(I) \Rightarrow 3294.92 \times 10^3 \times (0.70 - 0.05) - 1075.8 \times 10^3 \geq (0.337 \times 0.75 - 0.81 \times 0.05) \times 0.75^2 \times 14.2$$

$$-2.30 \leq 1.69 \text{ non vérifiée.}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1075.8 \times 10^{-3}}{0.75 \times 0.7^2 \times 14.2} = 0.206$$

$$\mu_{bu} = 0.206 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.281$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.63\text{m} \Rightarrow A I = \frac{M_A}{z \cdot f_{st}} = \frac{1075.8 \times 10^{-3}}{0.62 \times 348} = 49.8\text{cm}^2$$

$$A = A I - \frac{N}{f_{st}} = -44.05\text{cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A = 0\text{cm}^2$$

b) Calcul sous M_{\max} et N_{cor} :

$$M = 176.34\text{KN.m}, N = 2327.40\text{KN} \Rightarrow e_G = 0.075\text{m}$$

Donc le centre de pression se trouve entre la section des armatures.

$(I) \Rightarrow 1.37 \geq 2.52$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section **partiellement comprimée**.

$$M_A = 0.932 \text{ MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.178 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.247 \Rightarrow z = 0.75 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 42.832 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = -24.2 \text{ cm}^2 \leq 0$$

c) Calcul sous M_{max} et N_{cor} :

$$M = 75.7 \text{ KN.m}, N = 235.13 \text{ KN} \Rightarrow e_G = 0.314 \text{ m}$$

$(I) \Rightarrow 0.134 \geq 0.375$ non vérifiée \Rightarrow calcul d'une section partiellement comprimée.

$$M_A = 0.821 \text{ MN} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.012 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.015 \Rightarrow z = 0.79 \text{ m} \Rightarrow A_1 = 3.35 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 3.02 \text{ cm}^2$$

Le tableau résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.3. Ferrailage des poteaux

Niveau	sections	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	barres
Sous-sol, RDC	75×75	3.02	45	45.74	12 T20+4 T16
1 et 2 ^{ème} étage	70×70	4.32	39.2	41.21	8 T20+8 T16
3 et 4 ^{ème} étage	65×65	1.4	33.8	35.7	12 T16+4 T20
5 et 6 ^{ème} étage	60×60	0.87	28.8	32.17	16 T16
7,8 et 9 ^{ème} étage	55×55	0.2	24.10	24.12	12 T16
10 et 11 ^{ème} étage	50×50	0.36	20	20.36	4 T16+8 T14
buanderie	45×45	2.56	16.2	18.72	4 T14+4 T12

V.1.5. Armatures transversales :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.4 : Calcul des armatures transversales

Sections (cm ²)	Φ_1^{\min} cm	V _d (KN)	L _r cm	t zone nodale	t zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _t ^{adopt} (cm ²)	barres
75×75	1.6	135	64	10	15	0.41	3.37	4.71	6 T10
70×70	1.6	216.3	64	10	15	0.66	3.15	4.71	6 T10
65×65	1.6	342.46	64	10	15	1.04	2.92	3.02	6 T8
60×60	1.6	318.64	64	10	15	0.97	2.7	3.02	6 T8
55×55	1.4	273.05	56	10	15	0.84	2.47	3.02	6 T8
50×50	1.2	180	48	10	15	0.55	2.25	3.02	6 T8
45×45	1.2	61.46	48	10	15	0.19	2.0	2.01	4 T8

V.1.6 .Vérifications :**a). Vérification au flambement :**

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq \overline{Nu} = \alpha * \left[\frac{Br * fc_{28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{As * fe}{\gamma_s} \right]$$

As : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

Br : est la section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle un centième d'épaisseur sur toute sa périphérie ;

γ_b : Coefficient de la sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier =1.15

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

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

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour les poteaux qui ont le même ferrailage

On prendra comme exemple de calcul les poteaux du RDC qui sont les plus élancées.

$$N_d = 3294.92 \text{ KN}$$

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.57 = 2.49 \text{ m}$$

$$B = 0.75 * 0.75 = 0.56 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{0.75 * 0.75^3}{12} = 2.63 * 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{2.63 \times 10^{-2}}{0.56}} = 0.21 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{2.49}{0.21} = 11.85 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0.82$$

$$B_r = (75-2) \times (75-2) \times 10^{-4} = 0.532 \text{ m}^2$$

$$N_u = 0.82 \times \left(\frac{0.532 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 41.21 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 9.39 \text{ MN}$$

$$N_d = 3.29 \text{ MN} < 9.39 \text{ MN} \Rightarrow \text{pas de risque de flambement.}$$

Le tableau suivant (tab5.11) résume les résultats des autres vérifications

Tableau V.5. Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	L ₀ (cm)	I _f (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (m ²)	N _u MN	N _d MN	Observe
Sous-sol, RDC	75×75	357	250	11.52	0.82	45.74	0.532	9.39	3.29	vérifiée
1 et 2 ^{ème} étage	70×70	306	306	15.12	0.82	41.21	0.462	8.19	2.77	vérifiée
3 et 4 ^{ème} étage	65×65	306	306	16.28	0.81	35.7	0.396	6.96	2.26	vérifiée
5 et 6 ^{ème} étage	60×60	306	306	17.64	0.81	32.17	0.336	5.96	1.78	vérifiée
7,8 et 9 ^{ème} étage	55×55	306	306	19.25	0.8	24.12	0.280	4.85	1.33	vérifiée
10,11 ^{ème} étage	50×50	306	306	21.17	0.79	20.36	0.230	3.84	0.71	vérifiée
buanderie	45×45	306	306	23.53	0.78	18.72	0.184	3.2	0.37	vérifiée

b). Vérification des contraintes :

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

tel que :

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \quad \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \quad \text{béton fibre inferieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A') \quad (\text{section homogène})$$

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{2} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

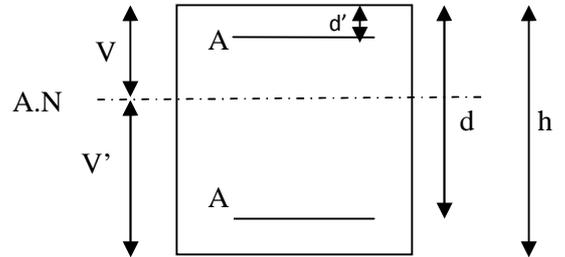


Fig. V.2. section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	d	A=A' (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ _{bc1} (MPa)	σ _{bc2} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Sous-sol, RDC	75 × 75	70	22.87	37.5	37.5	0.033	2402.8	62.17	4.51	3.09	15
1 et 2 ^{ème} étage	70 × 70	65	20.6	35	35	0.025	2017.4	63.77	4.44	3	15
3 et 4 ^{ème} étage	65 × 65	60	17.85	32.5	32.5	0.019	1651.3	42.13	4.2	2.8	15
5 et 6 ^{ème} étage	60 × 60	55	16.02	30	30	0.013	1303.2	41.9	3.8	2.53	15
7, 8, 9 ^{ème} étage	55 × 55	50	12.31	27.5	27.5	0.009	977.83	44.57	3.62	2.47	15
10, 11 ^{ème} étage	50 × 50	45	10.68	25.6	25.6	0.004	526.74	39.23	3.46	2.22	15
buanderie	45 × 45	40	9.05	22.5	22.5	0.001	279	86.54	2.28	0.98	15

C).Vérification aux sollicitations tangentés

Selon le RPA99/version2003 (Art7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7.Vérification aux sollicitations tangentés pour les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _d (KN)	τ (MPa)	τ _{adm} (MPa)	Observe
Sous-sol, RDC	75×75	250	11.52	0.04	70	135	0.26	1	Vérifiée
1 et2ème étage	70×70	306	15.12	0.04	65	216.3	0.47	1	Vérifiée
3 et4ème étage	65×65	306	16.28	0.04	60	342.46	0.87	1	Vérifiée
5 et6ème étage	60×60	306	17.64	0.04	55	318.64	0.96	1	Vérifiée
7,8,9ème étage	55×55	306	19.25	0.04	50	273.05	0.98	1	Vérifiée
10,11èmeétage	50×50	306	21.17	0.04	45	180	0.8	1	Vérifiée
buanderie	45×45	306	23.53	0.04	40	61.46	0.6	1	Vérifiée

Schémas de ferrailage :

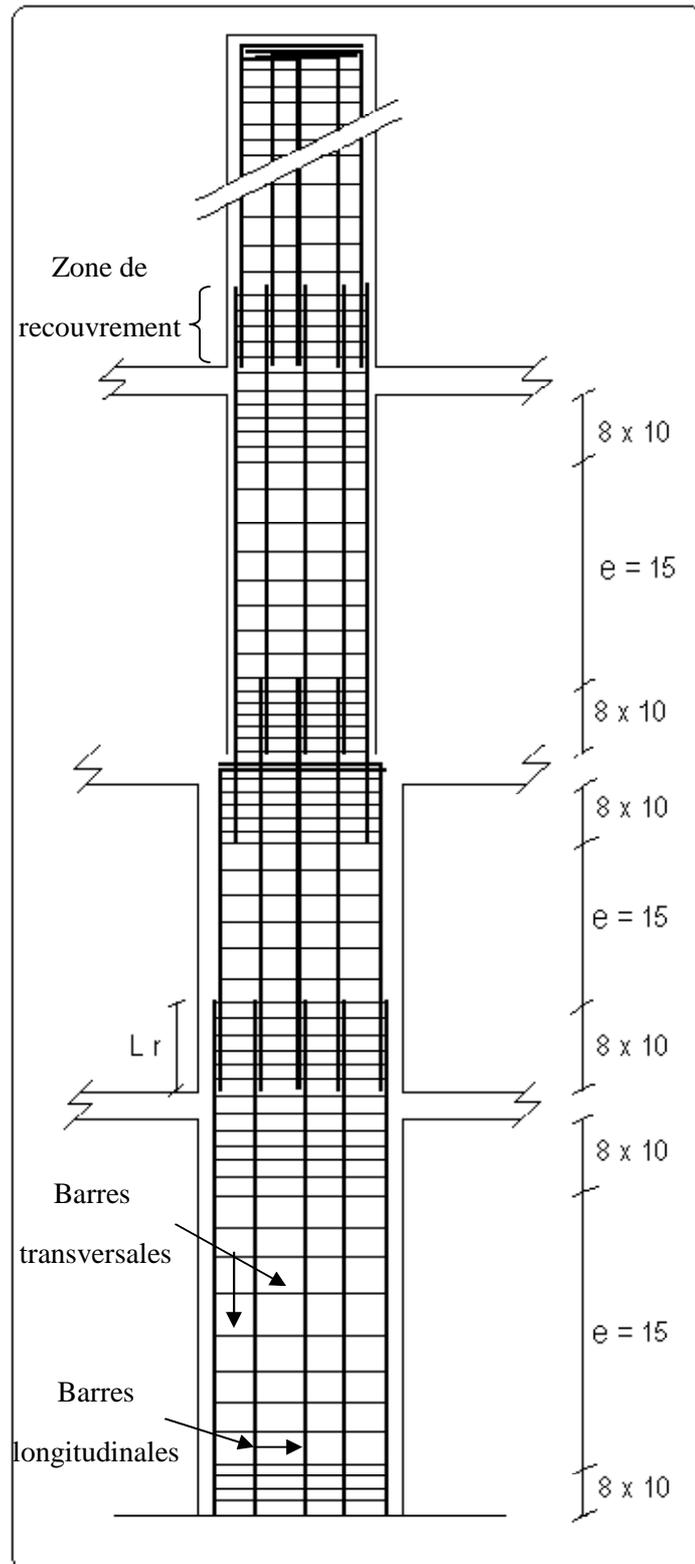


Fig. V. 3 : Réduction des sections de poteaux.

<p>12 T20 4 T16 T10</p>	<p>8 T20 8 T16 T10</p>
<p>Poteau section 75×75</p>	<p>Poteau section 70×70</p>
<p>4 T20 12 T16 T8</p>	<p>16 T16 T8</p>
<p>Poteau section 65×65</p>	<p>Poteau section 60×60</p>
<p>12 T16 T8</p>	<p>4 T16 8 T14 T8</p>
<p>Poteau section 55×55</p>	<p>Poteau section 50×50</p>

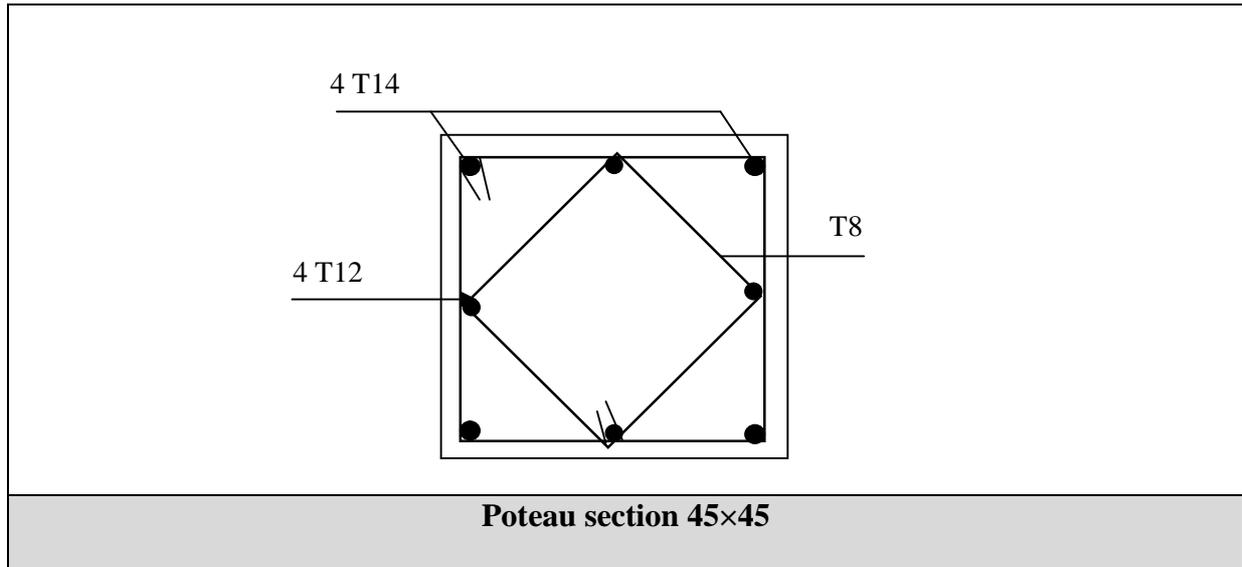


Fig. V.4. Schémas de ferrailage des poteaux

V.2. Etude des poutres :

V.2.1 Introduction :

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 deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

[3]

V.2.2.2. Ferrailage :**a). Armatures longitudinales : [3]**

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ max : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.1, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b). Armatures transversales : [3]

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit :

- $S_t \leq \min (h/4; 12\Phi_l)$ en zone nodale,
- $S_t \leq h/2$ en dehors de la zone nodale.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées.

C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.3. Dispositions constructives des portiques : [3]

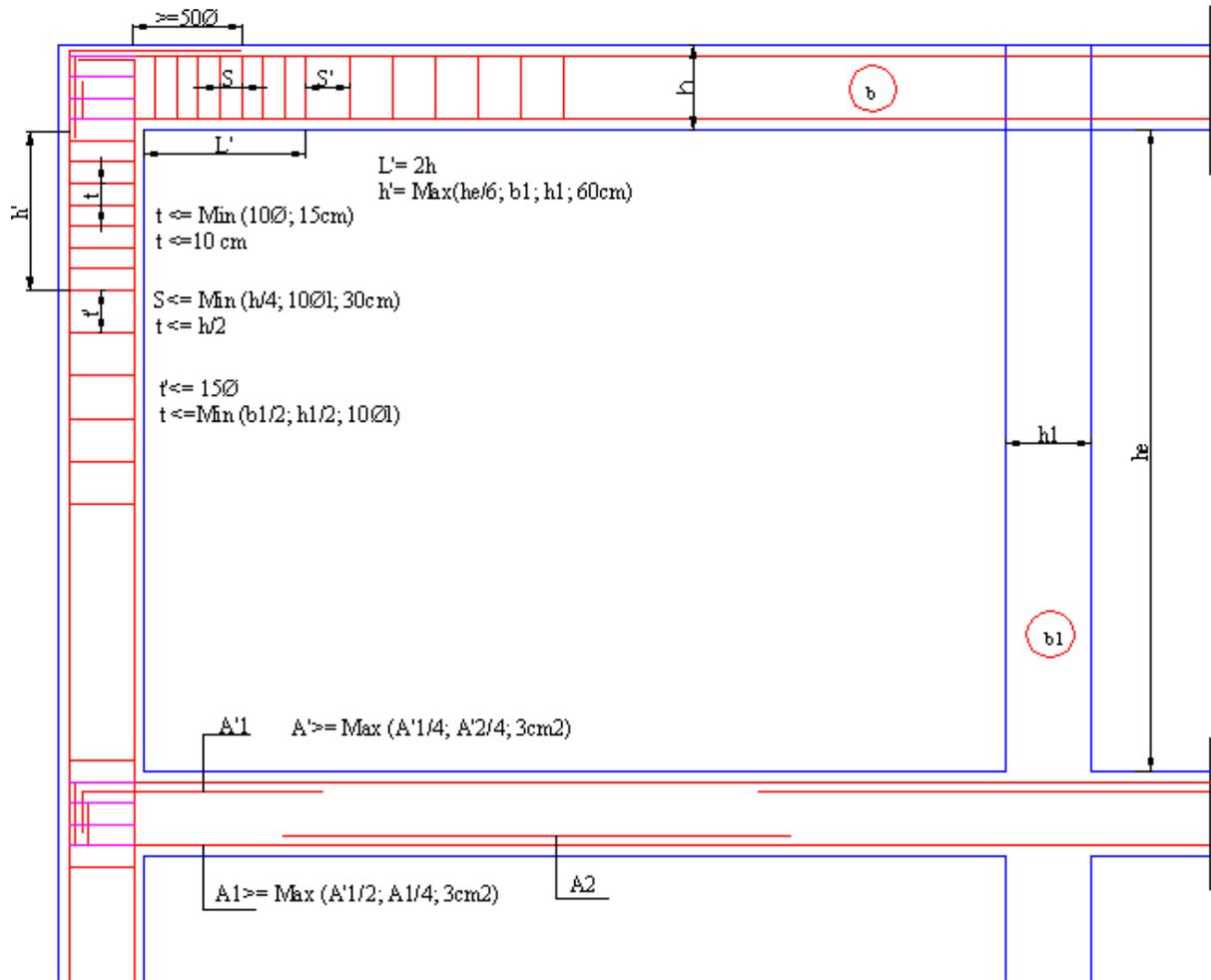


Fig .V.5. Dispositions constructives des portiques

V.2.4. Ferrailage longitudinal :

Le tableau suivant regroupe le calcul de ferrailage des différentes poutres.

Tableau V.8. Ferrailage des poutres principales et secondaires :

Niveau	Type de poutre	section	Localis-ation	A_{sap} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adopt} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Etages de service	Poutre principale	35×45	Appuis	11.60	7.87	12.82	6 T16
			Travée	9.74		10.65	3 T16+3 T14
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	8.92	7	9.24	6 T14
			Travée	8.00		8.01	3 T14+3 T12
Etages courants	Poutre principale	35×45	Appuis	10.30	7.87	10.65	3 T16+3 T14
			Travée	10.13		10.65	3 T16+3 T14
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	6.07	7	8.01	6 T14+3 T12
			Travée	5.97		8.01	3 T14+3 T12
Terrasse accessible	Poutre principale	35×45	Appuis	7.14	7.87	8.01	3 T14+3 T12
			Travée	6.00		8.01	3 T14+3 T12
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	5.13	7	8.01	3 T14+3 T12
			Travée	5.67		8.01	3 T14+3 T12
Terrasse Inaccessible	Poutre principale	35×45	Appuis	8.90	7.87	9.24	6 T14
			Travée	9.13		9.24	6 T14
	Poutre secondaire	35×40	Appuis	7.28	7	8.01	3 T14+3 T12
			Travée	7.89		8.01	3 T14+3 T12

V.2.5. Vérification des armatures selon le RPA 99 :

Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

❖ Poutres principales :

-En zone courante :

$$A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 45 = 63cm^2 > A \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-En zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 45 = 74.5cm^2 > A \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ Poutres secondaires :

-En zone courante :

$$A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 40 = 56cm^2 > A \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 35 \times 40 = 81\text{cm}^2 > A \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Les longueurs de recouvrement :**

- La longueur minimale des recouvrements est de

$$\phi = 12\text{mm} : Lr = 40\phi = 40 \times 1.2 = 48\text{cm}$$

$$\phi = 14\text{mm} : Lr = 40\phi = 40 \times 1.4 = 56\text{cm}$$

$$\phi = 16\text{mm} : Lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm}$$

b) Les armatures transversales :

Calcul de Φ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{\min}\right)$$

$$\phi_t \leq \text{Min}(1.28\text{cm}; 3.5\text{cm}; 1.2\text{cm})$$

$$\phi_t \leq 10\text{cm} \Rightarrow \text{on prend } \phi_t = 10\text{mm}$$

$$A_t = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier T10 pour toutes les poutres

-Calcul de l'espacement :

-Selon le RPA :

$$\text{Zone nodale} : S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm}\right)$$

$$\text{Poutres principales} : S_t \leq \text{Min}(11.25\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm}) \text{ soit } : S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Poutres secondaires} : S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}; 30\text{cm}) \text{ Soit } : S_t = 10\text{cm}$$

$$\text{Zone courante} : S_t \leq \frac{h}{2}$$

$$\text{Poutres principales} : S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{45}{2} = 22.5\text{cm} \text{ soit } : S_t = 20\text{cm}$$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$

$$A_r^{\min} = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.025\text{cm}^2$$

$A^t = 3.14 > A_{\min} = 2.025\text{ cm}^2$ la condition est vérifiée.

V.2.5. Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité : [2]

$$A \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.90\text{cm}^2$$

La condition de non fragilité vérifiée.

b).Contrainte tangentielle maximale :

Vérification de l'effort tranchant : [2]

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 3.25\text{ MPa}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.9 : Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observe
Poutres principales	384.82	2.58	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	316.20	2.58	3.25	Vérifiée

Donc Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant : [2]

-Appui intermédiaire : $A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$ (1).

-Appuis de rive : $A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$ (2).

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.10. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	Al(cm ²)	Vu (KN)	Ma (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{intr} (cm ²)	Observation.
Poutre P	12.82	384.82	148.5	11.05	-0.21	vérifiée
Poutre S	9.24	316.20	142.75	9.09	-2.88	vérifiée

V.2.7. Vérification à l'ELS :

➤ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ **État limite de compression du béton :**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton. [2]

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observe
Poutres principales	Appuis	27.11	170380.83	17.00	2.7	15	vérifiée
	Travées	24.22	173260.66	17.42	2.3	15	vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	71.92	126929.37	15.06	8.53	15	vérifiée
	Travées	36.05	126929.37	15.06	4.27	15	vérifiée

b). Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad [2]$$

Tableau V.12.Vérification de la flèche pour les poutres :

	h cm	b cm	L (cm)	As (cm ²)	$\frac{h}{L}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h}{L} > \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A}{b_0d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	35	5.2	12.06	8.2	0.018	0.008	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	40	35	4.76	12.06	8.5	0.018	0.009	0.01	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n’est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

d).Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le RPA99 (Art 7.6.2) exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$$

M_w : moment résistant a gauche du nœud considéré.

M_e : moment résistant à droit du nœud considéré.

M_n : moment résistant supérieur du nœud considéré.

M_s : moment résistant inferieur du nœud considéré.

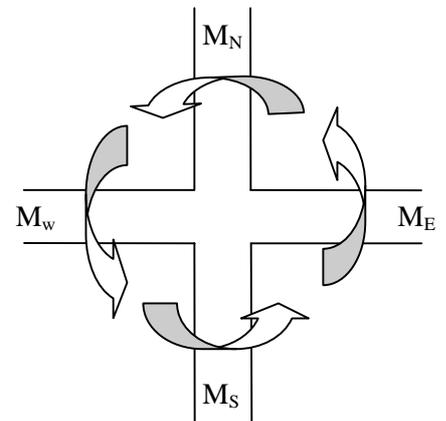


Fig.V.6.Zone nodale

d-1) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton,
- de la quantité d’armatures dans la section,
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ avec : } z = 0.9 h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348MPa$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans le tableaux suivant :

Tableau .V.13.Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol, RDC	75 × 75	67.5	45.74	1074.43
1 et 2 ^{ème} étage	70 × 70	63	41.21	903.48
3 et 4 ^{ème} étage	65 × 65	58.5	35.7	726.78
5 et 6 ^{ème} étage	60 × 60	54	32.17	604.53
7, 8, 9 ^{ème} étage	55 × 55	49.5	24.63	424.28
10, 11 ^{ème} étage	50 × 50	45	21.36	334.50
buanderie	45 × 45	40.5	18.10	290.2

d-2).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 (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Tableau V.14.Vérification de la zone nodale

Niveau	M _N	M _S	M _N +M _S	M _W	M _E	1.25 (M _W +M _E)	Obs
RDC	1074.43	1074.43	2148.86	200.69	200.69	502.93	vérifiée
Etage1	903.48	903.48	1806.96	300.67	300.67	751.67	vérifiée
Etage2	903.48	903.48	1806.96	300.67	300.67	751.67	vérifiée
Etage3	726.78	726.78	1453.56	300.67	300.67	751.67	vérifiée
Etage4	726.78	726.78	1453.56	300.67	300.67	751.67	vérifiée
Etage5	604.53	604.53	1208.46	300.67	300.67	751.67	vérifiée
Etage6	604.53	604.53	1208.46	300.67	300.67	751.67	vérifiée
Etage7	424.28	424.28	848.56	284.50	284.50	710.12	vérifiée
Etage8	424.28	424.28	848.56	284.50	284.50	710.12	vérifiée
Etage9	424.28	424.28	848.56	284.50	284.50	710.12	vérifiée
Etage10	334.50	334.50	696.00	213.92	213.92	533.45	vérifiée
Etage11	334.50	334.50	696.00	213.92	213.92	533.45	vérifiée
Etage12	290.2	290.2	730.4	288.13	288.13	722.57	vérifiée

Conclusion : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.2.8. Schéma de ferrailage des Poutres :

Comme exemple de ferrailage, on va prendre les poutres principales de sous-sol. Le même ferrailage sera adopté pour les autres types de poutre

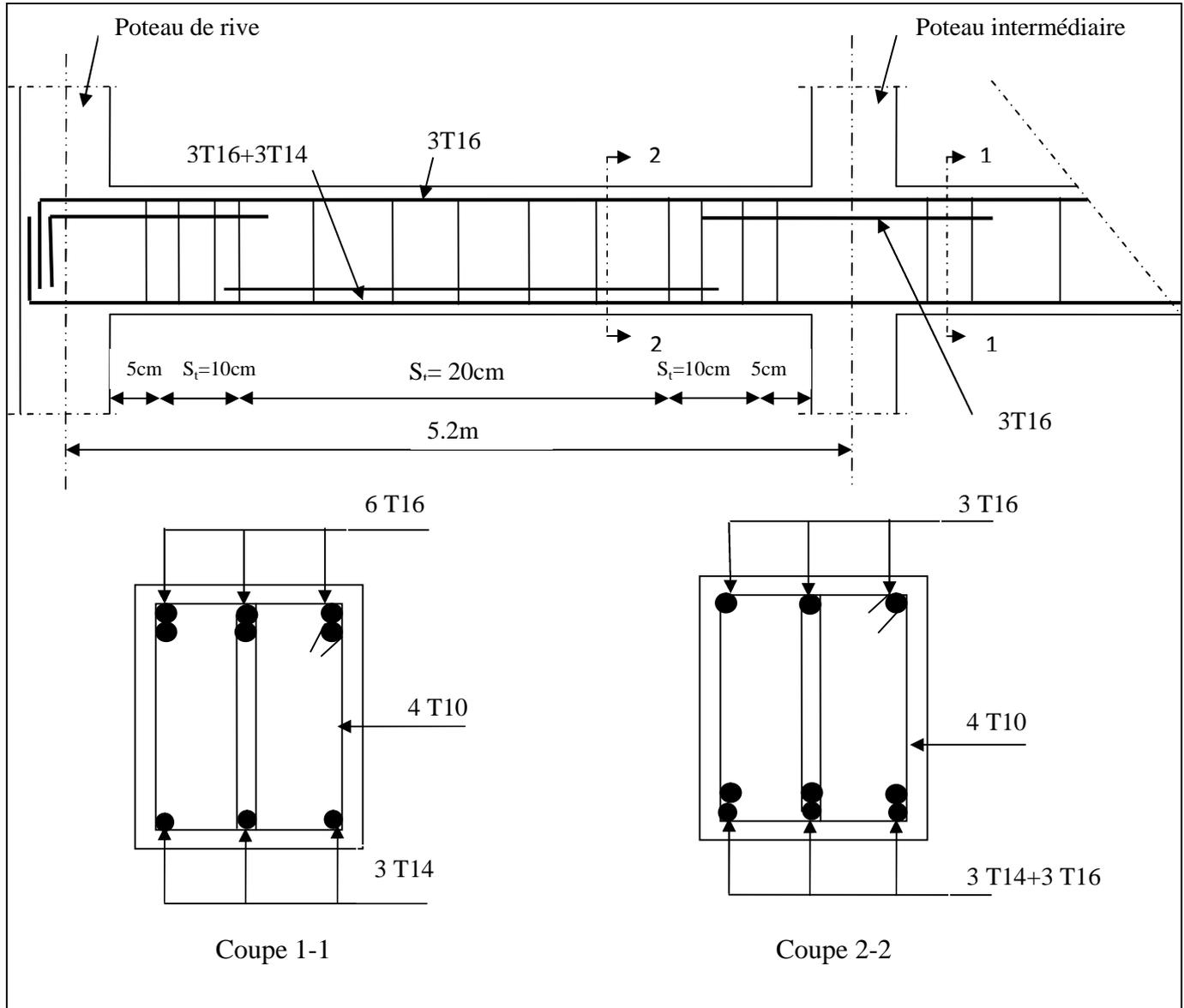


Fig.7. Schéma de ferrailage des poutres principales d'étage Sous-sol

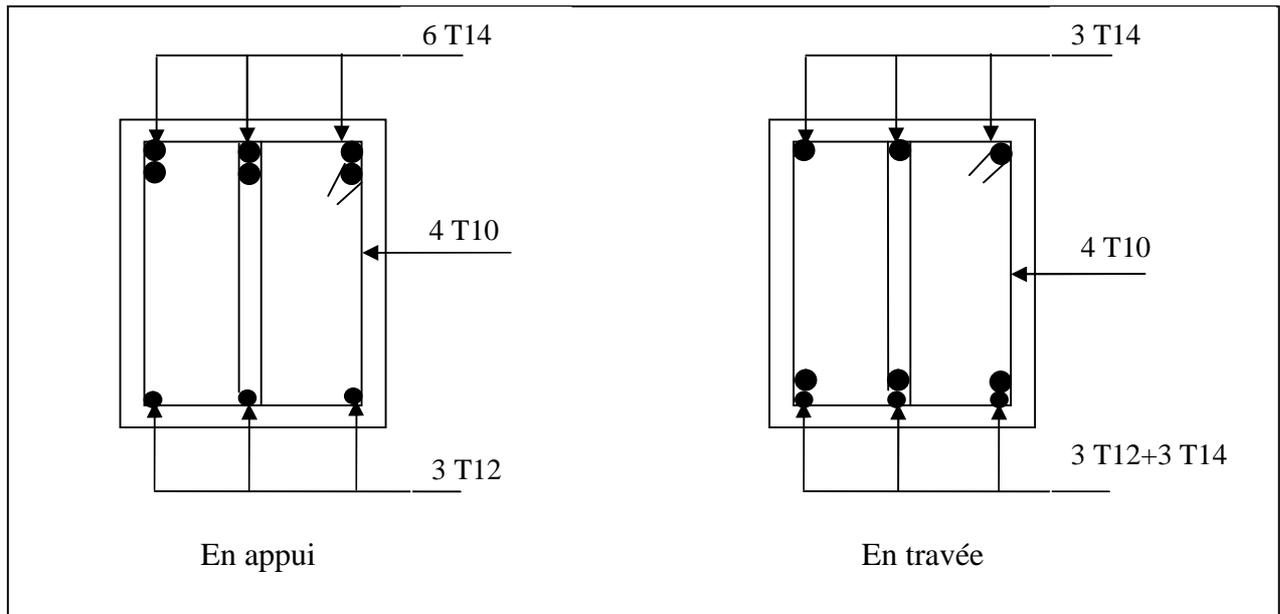


Fig.8. Schéma de ferrailage des poutres secondaires d'étage Sous-sol

V.3. Étude des voiles :

V.3.1. Introduction :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont:

- ✓ Rupture par flexion.
- ✓ Rupture en flexion par effort tranchant.
- ✓ Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, les voiles seront calculés en **flexion composée** avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q\pm E$
- 3). $0.8G\pm E$

V.3.2. Recommandations du RPA99 :

Les voiles comportent des :

a). Aciers verticaux : [3]

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{\min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

Avec :

l_t : longueur de la zone tendue,

e : épaisseur du voile.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $St < e$.

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Aciers horizontaux : [3]

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de 10Φ .

c). Règles communes :

Le pourcentage d'armatures verticales et horizontales des trumeaux et donné comme suit :

– Globalement dans la section du voile 0.15%.

– En zone courante (non tendue) 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales est : $S \leq \min(1.5e, 30\text{cm})$.

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{\bar{V}}{f_e} \quad \text{Avec } \bar{V} = 1.4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.3.3. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.15: Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1 // à x-x'

Niveau	voile	Nmax →Mcor		Mmax →Ncor		Nmin →Mcor		Vd(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V_{x1}	1733.6	17.69	774.27	1662.5	1188.6	744.53	229.71
1 et 2ème étage	V_{x1}	1598.2	12.6	412.48	645.31	615.64	40.61	202.35
3 et 4ème étage	V_{x1}	1450.7	14.59	348.48	848.56	483.17	340.07	183.43
5 et 6ème étage	V_{x1}	1231.1	15.660	253.66	691.83	374.43	243.51	173.56
7,8 et 9ème étage	V_{x1}	961.15	13.27	173.38	525.27	277.22	162.97	141.22
10 et 11ème étage	V_{x1}	419.99	5.81	48.34	305.76	88.17	36.55	72.1

Tableau V.16: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x2} // à x-x'

Niveau	voile	N _{max} →M _{cor}		M _{max} →N _{cor}		N _{min} →M _{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V _{x2}	2174.6	1124.4	1124.4	2174.6	369.95	1122.65	294.32
1 et 2 ^{ème} étage	V _{x2}	974.8	1207.1	50.52	573.35	292.23	363.49	236.37
3 et 4 ^{ème} étage	V _{x2}	876.63	1136.2	41.69	569.15	227.56	264.51	242.69
5 et 6 ^{ème} étage	V _{x2}	732.22	948.57	29.01	264.45	181.55	217.56	209.31
7,8 et 9 ^{ème} étage	V _{x2}	1115.1	17.25	184.5	1012.2	322.7	171.54	157.87
10 et 11 ^{ème} étage	V _{x2}	235.2	304.4	184.5	1012.2	69.35	71.04	76.13

Tableau V.17: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x3} // à x-x'

Niveau	voile	N _{max} →M _{cor}		M _{max} →N _{cor}		N _{min} →M _{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V _{x3}	1919.2	886.95	73.05	716.48	776.5	73.05	254.1
1 et 2 ^{ème} étage	V _{x3}	1726.8	60.61	464.21	1294.9	795.11	87.80	196.4
3 et 4 ^{ème} étage	V _{x3}	1546.7	59.19	365.14	1266.8	778.84	67.50	35.68
5 et 6 ^{ème} étage	V _{x3}	1312.1	62.75	265.22	1117.6	726.72	42.10	93.35
7,8 et 9 ^{ème} étage	V _{x3}	1020.6	66.47	193.84	888.68	540.63	50.58	59.60
10 et 11 ^{ème} étage	V _{x3}	445.12	59.55	95.18	424.25	375.65	28.98	21.47

Tableau V.18: Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x4} // à x-x'

Niveau	voile	N _{max} →M _{cor}		M _{max} →N _{cor}		N _{min} →M _{cor}		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V _{x4}	1716.9	7.17	533.40	1493.7	455.92	72.00	182.06
1 et 2 ^{ème} étage	V _{x4}	1510.7	101.15	369.21	945.19	581.40	121.2	205.07
3 et 4 ^{ème} étage	V _{x4}	1349.3	96.84	323.6	817.31	367.43	122.23	202.77
5 et 6 ^{ème} étage	V _{x4}	1152.2	92.08	256.7	708.58	350.08	114.69	173.32

étage								
7,8 et 9 ^{ème} étage	V _{x4}	906.32	85.62	194.04	574.52	311.85	104.44	140.35
10 et 11 ^{ème} étage	V _{x4}	430.33	70.70	90.81	278.88	176.17	71.88	79.51
buanderie	V _{x4}	99.02	12.24	37.59	66.73	42.33	21.33	34.35

Tableau V.19: Sollicitations max de calcul dans le voile Vx5 // à x-x'

Niveau	voile	Nmax →Mcor		Mmax →Ncor		Nmin →Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V _{x5}	1189.4	381.03	216.99	342.77	266.1	337.24	147.21
1 et 2 ^{ème} étage	V _{x5}	1038.7	13.24	187.53	774.34	446.19	10.52	99.49
3 et 4 ^{ème} étage	V _{x5}	924.9	21.10	172.39	733.93	334.20	4.11	97.82
5 et 6 ^{ème} étage	V _{x5}	784.4	27.87	133.14	651.8	394.10	7.66	107.64
7,8 et 9 ^{ème} étage	V _{x5}	619.77	23.61	113.72	626.49	251.4	85.82	84.85
10 et 11 ^{ème} étage	V _{x5}	274.94	26.37	56.37	260.16	85.40	25.04	53.75

Tableau V.20: Sollicitations max de calcul dans le voile Vx6 // à x-x'

Niveau	voile	Nmax →Mcor		Mmax →Ncor		Nmin →Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V _{x6}	1659.5	79	954.52	897.76	490.43	122.1	315.5
1 et 2 ^{ème} étage	V _{x6}	1490.8	20.8	505.35	898.19	442.56	48.11	239.2
3 et 4 ^{ème} étage	V _{x6}	1311.3	12.3	319.7	782.4	403.77	403.7	85.12
5 et 6 ^{ème} étage	V _{x6}	1098.4	41.49	283.24	642.7	366.1	109.7	205.44
7,8 et 9 ^{ème} étage	V _{x6}	150.10	165.10	214.9	496.7	313.82	113.94	176.14
10 et 11 ^{ème} étage	V _{x6}	380.65	101.58	137.52	192.58	110.45	99.59	106.85

Tableau V.21: Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // à y-y'

Niveau	voile	Nmax →Mcor		Mmax →Ncor		Nmin →Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V _{y1}	1690.8	9.1	1581.45	1441.9	662.2	8.98	468.39
1 et 2 ^{ème} étage	V _{y1}	1525	118.8	841.42	910.63	595.82	837.1	351.60
3 et 4 ^{ème} étage	V _{y1}	1358.5	139.6	793.04	1142.8	547.6	9.89	381.25
5 et 6 ^{ème} étage	V _{y1}	1138.9	86.63	495.94	928.33	460.63	19.70	276.52
7,8 et 9 ^{ème} étage	V _{y1}	885.56	86.18	346.35	695.2	367.1	31.09	218.86
10 et 11 ^{ème} étage	V _{y1}	386.46	62.08	214.9	310.70	164.85	2.21	108.1

Tableau V.22: Sollicitations max de calcul dans le voile Vy2 // à y-y'

Niveau	voile	Nmax →Mcor		Mmax →Ncor		Nmin →Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V _{y2}	1723.5	192.18	1747.96	1226.9	436.20	418.39	491.1
1 et 2 ^{ème} étage	V _{y2}	1518.7	175.07	1083.46	880.06	302.86	309.29	435.30
3 et 4 ^{ème} étage	V _{y2}	1381.3	161.51	848.43	1155.4	316.72	143.33	403.99
5 et 6 ^{ème} étage	V _{y2}	1150.8	10.60	525.02	949.43	327.1	147.2	300.18
7,8 et 9 ^{ème} étage	V _{y2}	891.55	15.93	339.62	703.27	297.21	145.36	226.95
10 et 11 ^{ème} étage	V _{y2}	383.8	16.75	182.25	307.84	150.38	66.21	88.11

Tableau V.23: Sollicitations max de calcul dans le voile Vy3 // à y-y'

Niveau	voile	Nmax →Mcor		Mmax →Ncor		Nmin →Mcor		V _d (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
Sous-sol, RDC	V _{y3}	1456.8	31.24	954.53	897.76	490.43	122.11	315.56
1 et 2 ^{ème} étage	V _{y3}	1490.1	20.70	505.35	898.19	442.56	48.11	239.13
3 et 4 ^{ème} étage	V _{y3}	1311.2	12.31	379.69	782.40	403.71	35.78	236.11
5 et 6 ^{ème} étage	V _{y3}	1098.3	41.49	283.24	642.70	375.56	27.86	205.44

étage								
7,8 et 9ème étage	V _{y3}	850.10	65.45	214.90	496.77	313.83	22.94	165.14
10 et 11ème étage	V _{y3}	380.65	101.59	137.57	192.55	112.45	19.12	106.84

V.3.4 Calcul du ferrailage :

Pour l’illustration du ferrailage des voiles, on vas exposer deus exemple de calculs l’un selon l’axe X et l’autre selon l’axe Y.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux V24, V25

Tableau V.24.Sollicitations de calcul dans le voile Vx3 dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol RDC		Etage 1,2	Etage 3, 4	Etage5, 6,	Etage 7, 8,9	Etage 10,11
Section (m ²)	0.2×2.2		0.2×2.2	0.2×2.2	0.2×2.2	0.2×2.2	0.2×2.2
M(KN)	73.05		87.8	67.50	42.10	50.58	28.98
N(KN)	716.48		795	778.84	726.72	540.63	375.65
V (KN)	254.1		196	35.68	93.35	59.6	21.47
τ _v (MPa)	0.89		0.69	0.6	0.50	0.46	0.43
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$	4		4	4	4	4	4
A _v ^{cal} (cm ²)	11.73		11.6	11.42	10.14	7.71	5.42
A _v ^{min} (cm ²)	6.6		6.6	6.6	6.6	6.6	6.6
A _v ^{adopt} (cm ²)	13.08		13.08	13.08	11.30	7.90	7.00
N ^{br} /par face	12 T12		12 T12	12 T12	10 T12	10 T10	10 T10
S _v (cm)	20		20	20	25	25	25
A _h ^{cal} (cm ²)	1.12		0.87	0.8	0.75	0.67	0.6
A _h ^{min} (cm ²)	9.18		9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
A _h ^{opt} (cm ²)	9.48		9.48	9.48	9.48	9.48	9.48
N ^{br} /par face	12 T10		12 T10	12 T10	12 T10	12 T10	12 T10
h _e (m)	3.06	3.57	3.06	3.06	3.06	3.06	3.06
S _h (cm)	25	30	25	25	25	25	25

Tableau V.25.Sollicitations de calcul dans le voile Vy3 dans tous les niveaux

Niveau	Sous sol RDC	Etage 1,2	Etage 3, 4	Etage5, 6,	Etage 7, 8,9	Etage 10,11
Section (m ²)	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5	0.2×1.5
M(KN)	122 .11	48.11	35.78	27.86	22.94	19.12
N(KN)	490.43	442.56	403.71	375.56	313.83	112.45
V (KN)	315.56	239.13	236.11	205.44	165.14	106.84
τ_v (MPa)	1.63	1 .23	1.22	1.33	0.85	0.62
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$	4	4	4	4	4	4
A_v^{cal} (cm ²)	10,54	7.74	6.8	6.19	5.15	5.07
A_v^{min} (cm ²)	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5
A_v^{adopt} (cm ²)	11.30	7.90	7.90	6.32	6.32	6.32
N^{br} /par face	10 T12	10 T10	10 T10	8 T10	8 T10	8 T10
S_v (cm)	15	15	15	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	2.05	1.55	1.50	1.33	1.07	0.97
A_h^{min} (cm ²)	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18	9.18
A_h^{opt} (cm ²)	9.48	9.48	9.48	9.48	9.48	9.48
N^{br} /par face	12 T10	12 T10	12 T10	12 T10	12 T10	12 T10
h_e (m)	3.06	3.57	3.06	3.06	3.06	3.06
S_h (cm)	25	30	25	25	25	25

V.3.6 Schéma de ferrailage :

Pour le schéma de ferrailage, on fera celui du RDC (Vx3) comme exemple :

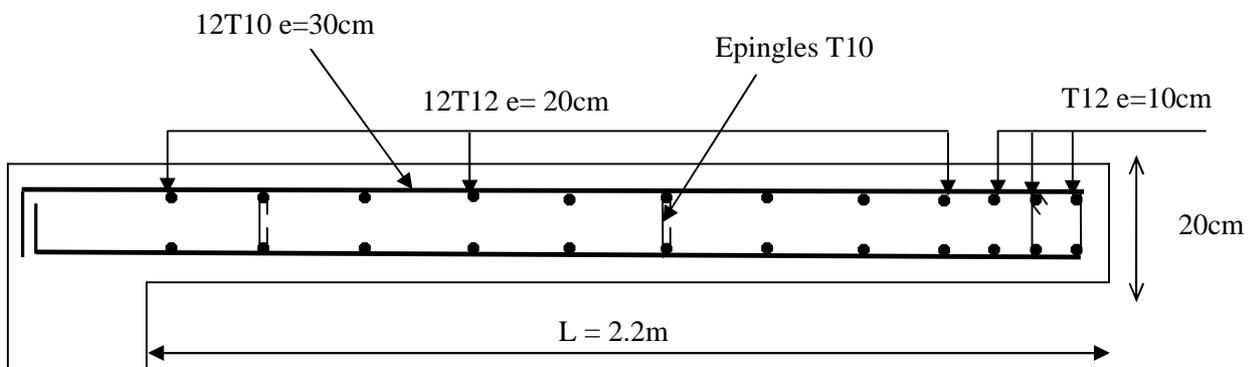


Fig V.9. Schéma de ferrailage du voile VX3 au niveau de RDC.

I. INTRODUCTION

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- un bon encastrement de la structure dans le sol.
- une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- une bonne limitation des tassements différentiels

II. CHOIX DU TYPE DE FONDATION

D'une manière générale, les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{P}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

P : Poids totale de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Afin de déterminer le choix de fondations à adopter pour notre structure, on procède tout d'abord à la vérification des semelles isolées puis les semelles filantes. Si ces deux fondations ne sont pas adéquates, on passera au radier général.

II.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (a×a) d'où les semelles sont carrés (A×A).

Soit :

N : effort normal transmis par la semelle au sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre : **N=3111.60KN**

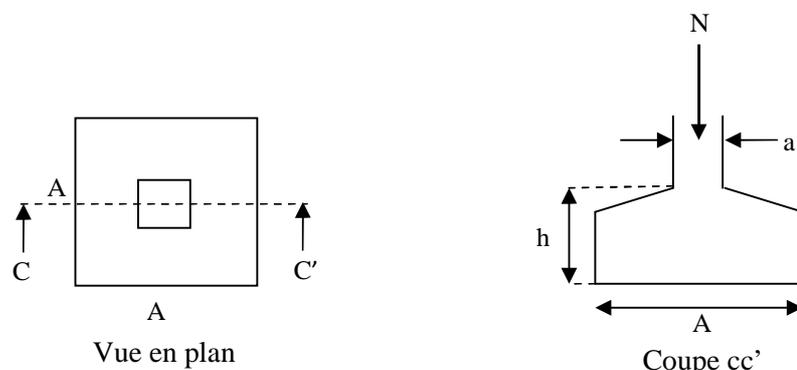


Fig. VI.1 : Schéma d'une semelle isolée

$$A^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{3.1116}{0.15}} = 4.55m$$

D'après le résultat, et en tenant compte des distances entre les poteaux dans les deux directions, on remarque que l'utilisation des semelles isolées ne convient pas pour notre cas à cause du chevauchement des semelles voisines, ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

II.2. Vérification des semelles filantes

On choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 7 poteaux.

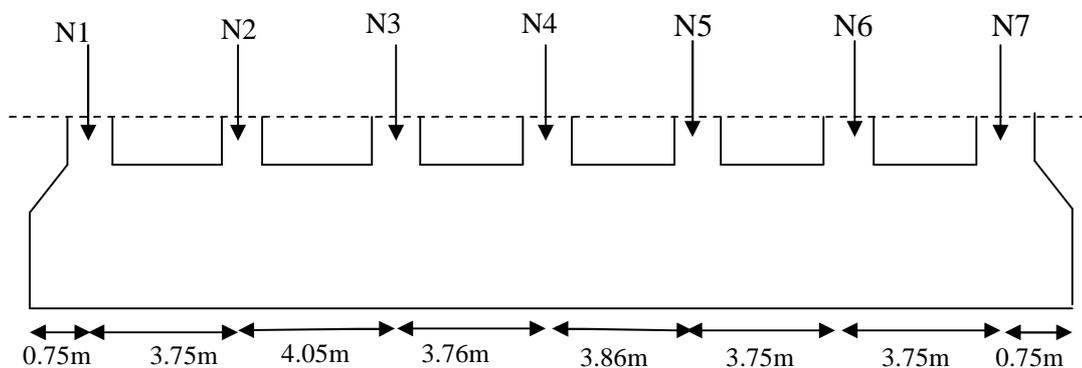


Fig. VI.2 : Schéma d'une semelle filante

$$N_1 = 2905.77 \text{ KN}; N_2 = 2440.57 \text{ KN}; N_3 = 3111.60 \text{ KN}; N_4 = 2863.21 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2476.29 \text{ KN}; N_6 = 2981.08 \text{ KN}; N_7 = 2856.31 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 19665.52 \text{ KN}$$

$$L = 25.41m$$

$$\text{La vérification à faire est : } \bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{19.66552}{0.15 \times 25.41} = 5.2m$$

On a la largeur de notre semelle égale à 5.2m, 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 2.4m et 4.04m, donc on passe au radier général avec nervures supérieures.

II.3 Radier général

Le radier travaille comme un plancher renversé.

II.3.1 Dimensionnement

a. Condition de coffrage

✓ La dalle

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

h_r : Hauteur du radier

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour notre cas :

$$L_{\max} = 520 - 75 = 445 \text{ cm} \Rightarrow h_r \geq 22.25 \text{ cm}$$

Soit $h_r = 40 \text{ cm}$

✓ La nervure

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10}$$

h_t : Hauteur du radier

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour notre cas :

$$L_{\max} = 520 - 75 = 445 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq 44.5 \text{ cm}$$

On prend $h_t = 50 \text{ cm}$

b. Condition de rigidité

$$\frac{\pi}{4} L_e \geq L_{\max}$$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3,216 \cdot 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \cdot 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de la semelle.

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.45^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 62 \text{ cm}$$

Alors on opte pour une hauteur total qui vérifie les deux conditions de coffrage et de rigidité **h= 90cm**.

Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N_{ser} = 56811.53 \text{ KN.}$$

$$S_{rad} \geq \frac{56.81153}{0.15} = 378.74 \text{ m}^2.$$

$$S_{rad} \geq S_{bat} = 364.38 \text{ m}^2. \Rightarrow \text{Le radier déborde}$$

$$D \geq \max\left(\frac{h}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

On prend $D = 100 \text{ cm}$ dans le sens x-x'

D : débord.

$$S_{radier} = 364.74 + (l_x \times 2) \times D$$

$$S_{radier} = 412.20 \text{ m}^2$$

On opte pour une surface : **$S_{radier} = 412.20 \text{ m}^2$**

II.3.2. Les vérifications

a. Vérification de la poussée hydrostatique

Nous devons vérifier le bâtiment au soulèvement sous l'effet de la sous-pression même si l'étude du sol n'indique pas la présence d'une nappe phréatique. L'effort normale (sans il faut s'assurer que :

$$N \geq F \times H \times S \times \gamma$$

Avec :

F : Coefficient de sécurité = 1,5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.06 m

S : surface totale du radier = 412.2 m²

γ : Poids volumique de l'eau = 10 kN/m³

$$P = 1.5 \times 3.06 \times 412.20 \times 10 = 18919.98 < N = 56811.53 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

b. Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

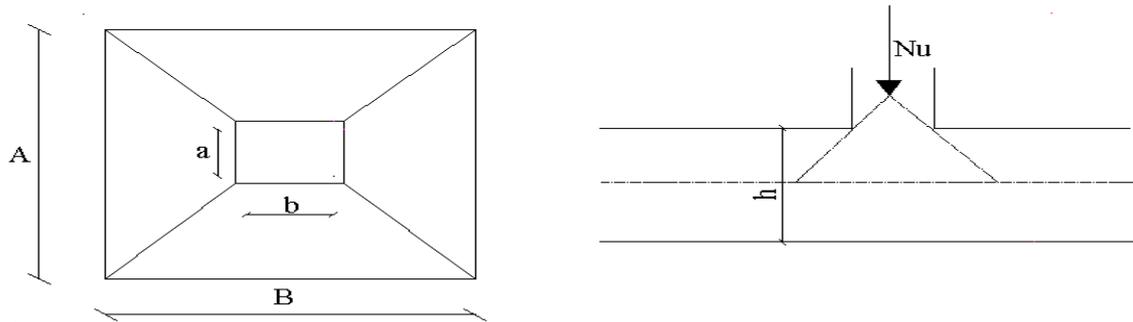


Fig.VI.3 : Schéma du poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (CBA, A.5.2.4.2)

N_u : L'effort normal sur le poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

h : hauteur du radier

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 5.8m$.

$$N_u = 3294KN$$

$$N_u = 3.294MN \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} = 3.97MN . \text{ Condition vérifiée}$$

c. Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \cdot f_{c28} ; 3MPa) = 2,5MPa$$

On considère une bande de largeur $b = 1m$.

$$V_u = \frac{N_u \cdot L_{max} \cdot b}{2S}$$

$$V_u = \frac{73156.68 \times 4.45 \times 1}{2 \times 412.2} = 394.88KN$$

$$d = 0.9 \times h_r = 0.9 \times 40 = 36cm$$

$$\tau_u = \frac{394.88 \times 10^{-3}}{1 \times 0.37} = 1.06 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}. \quad \text{Condition vérifiée}$$

d. Vérification des contraintes dans le sol [7]

Il faut vérifier que :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$$

D'après le programme SOCOTEC :

$$X_g = 11.96 \text{m}$$

$$Y_g = 8.62 \text{m}$$

$$I_{xx} = 10209.63 \text{m}^4$$

$$I_{yy} = 19637.88 \text{m}^4$$

$$N' = N_{ser} + P \Rightarrow N' = 56811.53 + (25 \times 0.4 \times 412.20) = 60933.53 \text{ KN}$$

Avec P: poids propre de radier

Dans le sens xx

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} \times X_g.$$

N: L'effort normale du aux charges verticales.

M_y : Moment sismique à la base

$$N' = 60933.53 \text{KN} \text{ et } M_y = 27124.47 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{60.93}{412.2} + \frac{27.12 \times 11.96}{19637.88} = 0.156 \text{MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{60.93}{412.2} - \frac{27.12 \times 11.96}{19637.88} = 0.123 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.156 + 0.123}{4} = 0.147 \text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.15 \text{MPa}$$

la contrainte est vérifiée

Dans le sens yy

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x}{I_x} \times Y_g$$

$$N' = 60933.53 \text{KN} \text{ et } M_x = 29630.45 \text{KN.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{60.93}{412.2} + \frac{29.63 \times 8.62}{10209.63} = 0.160 \text{MPa}$$

$$\sigma_1 = \frac{56.802}{412.2} - \frac{29.63 \times 8.62}{10209.63} = 0.120 \text{MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.160 + 0.120}{4} = 0.15 \text{MPa} \leq \sigma_{sol} = 0.15 \text{MPa}$$

la contrainte est vérifiée

e. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99 (Article 10.1.5), on doit vérifier que : [3]

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Sens xx : } e = \frac{29630.44}{60933.53} = 0.48 \text{m} < \frac{23.91}{4} = 5.9725 \text{m}$$

$$\text{Sens yy : } e = \frac{27124.47}{60933.53} = 0.44 \text{m} < \frac{15.24}{4} = 3.81 \text{m}$$

II.3.3 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicité en flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

A. Calcul des sollicitations

Soit : G_0 le poids propre du radie

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.4 = 10 \text{KN/m}^2$$

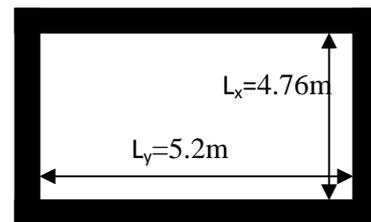


Fig.VI.4: Schéma d'une dalle sur quatre appuis

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} = \frac{79465.47}{412.2} + 1.35 \times 10 = 206.28 \text{KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} = \frac{56811.66}{412.2} + 10 = 147.82 \text{KN/m}^2$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \alpha = \frac{476}{520} = 0.91 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux directions}$$

i. ELU ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0447 \\ \mu_y = 0.8036 \end{cases} \quad (\text{Annexe 6})$$

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

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_U = 208.9 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 167.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 177.56 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 142.7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -104.45 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -83.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{q_U L_x}{2} = \frac{208.9 \times 4.76}{2} = 497.18 \text{ KN}$$

ii. ELS ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0518 \\ \mu_y = 0.8646 \end{cases} \quad (\text{Annexe 6})$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 173.49 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} \times \mu_y = 153.00 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_{ox} = 150.41 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_{oy} = 130.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment aux appuis

$$\begin{cases} M_a^x = -0.5 \times M_{ox} = -88.48 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_{oy} = -76.5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

B. Ferrailage

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times 0.40) \text{ m}^2$, et en respectant la condition de non fragilité suivante :

$$\text{Pour } h > 12 \text{ cm et } \alpha \geq 0.4 : \begin{cases} A_x^{Min} = \rho_0 \left(\frac{3-\alpha}{2} \right) bh \\ A_y^{Min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Pour les HAFeE400 ; $\rho_0 = 0.0008$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1 : Tableau ferrailage du radier

Localisation		Moment (KN.m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{Min} (cm ²)	A adoptée (cm ²)	Espacement (cm)
Sens xx	En travée	177.56	15.73	2.5	6 T20=18.85	20
	En appuis	- 104.45	9.03		5 T16=10.05	25
Sens yy	En travée	142.7	12.49	2.4	7 T16=14.07	15
	En appuis	-83.94	7.21		5 T14=7.70	25

C. Vérifications à l'ELS

a) État limite de compression du béton

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

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	150.41	18.85	11.52	8.35	Vérifiée
	En appuis	-88.48	10.05	8.87	6.22	Vérifiée
Sens yy	En travée	130.05	14.07	10.22	8.04	Vérifiée
	En appuis	-76.5	7.70	7.91	6.00	Vérifiée

b) Les contraintes dans l'acier

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \quad [2]$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3 : Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ _s (MPa)	Observation
Sens xx	En travée	150.41	18.85	11.52	256.45	Non Vérifiée
	En appuis	-88.48	10.05	8.87	274.32	Non Vérifiée
Sens yy	En travée	130.05	14.07	10.22	292.56	Non Vérifiée
	En appuis	-76.5	7.70	7.91	270.42	Non Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.4 : Vérification des contraintes dans l'acier

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Sens xx	En travée	150.41	8HA20=25.13	7.58	195.02
	En appuis	-88.48	7HA16=14.07	5.49	198.45
Sens yy	En travée	130.05	7HA20=21.99	6.86	191.30
	En appuis	-76.5	6HA16=12.06	5.01	199.62

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ et $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ donc c'est vérifiée.

Espacement des armatures

Conformément au RPA l'espaceur doit vérifier la condition suivant:

Armature // à Lx $S_t \leq \min(3h, 33cm) = 33cm$. Pour notre cas $S_t=15cm$.

Armature // à Ly $S_t \leq \min(4h, 45cm) = 45cm$. Pour notre cas $S_t=18cm$.

Schéma de ferrailage du radier

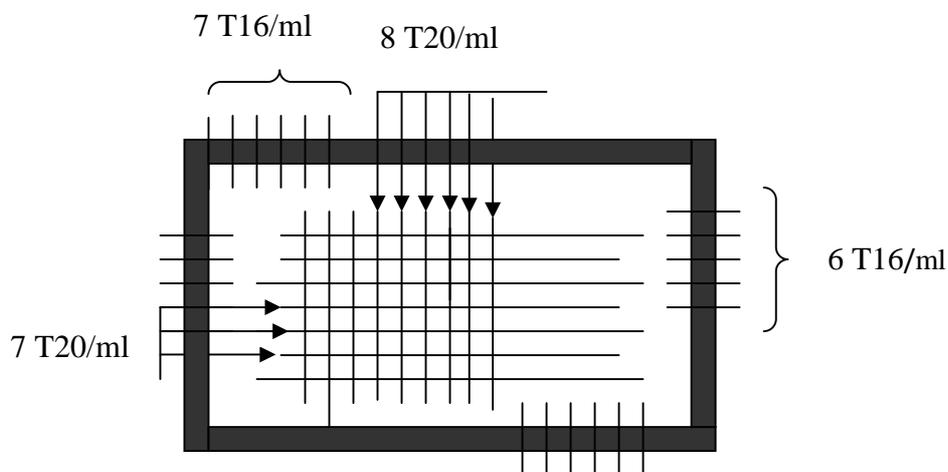


Fig. VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

II.3.4 Ferrailage du débord

Le débord est assimilé à une console de 100 cm de largeur

$$M_u = q_u \times \frac{L^2}{2} = 206.28 \times \frac{1^2}{2} = 103.14 \text{ KN.m}$$

$$A = 8.73 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 4.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 6\text{HA}14/\text{ml} = 9.24 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 2.31 \text{ cm}^2 \text{ soit : } 5\text{HA}10/\text{ml}$$

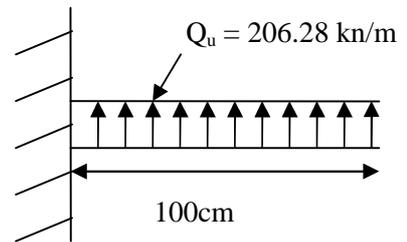


Fig. VI.6 : Répartition des contraintes sur le débord

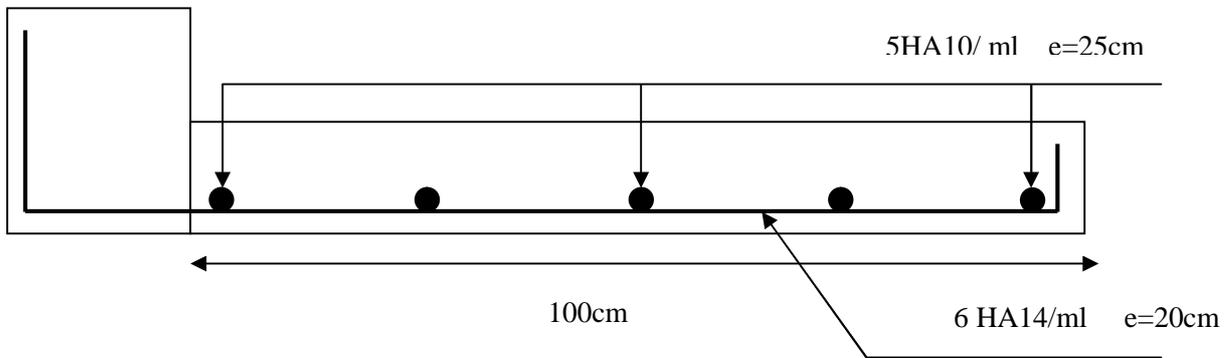


Fig. VI.7 : Schéma de ferrailage du débord.

Vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

Sachant que :

$$V_u = q_u \times L = 206.28 \times 1 = 206.28 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{206.28 \times 10^{-3}}{1 \times 0.35} = 0.58 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.5. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en (T), elles sont calculées à la flexion simple.

a) Les sollicitations sur les nervures

La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture). Mais pour la simplification des calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties. le calcul des sollicitations se fait par la méthode de Caquot.

On à $\rho = 0.92 > 0.4 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Les charges triangulaires :** $p = \frac{q_u \times l_x}{3}$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire
- **Les charges trapézoïdales :** $p = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times (\frac{q_u \times l_x}{2})$; avec p est la charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.
- $q_u = 206.28 \text{ KN/m}^2$

- **Moments aux appuis** $M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$; avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

- **Moment en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l}) ; \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(1-x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement

- **Sens longitudinal x-x**

On prend les nervures de rives et intermédiaires.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant

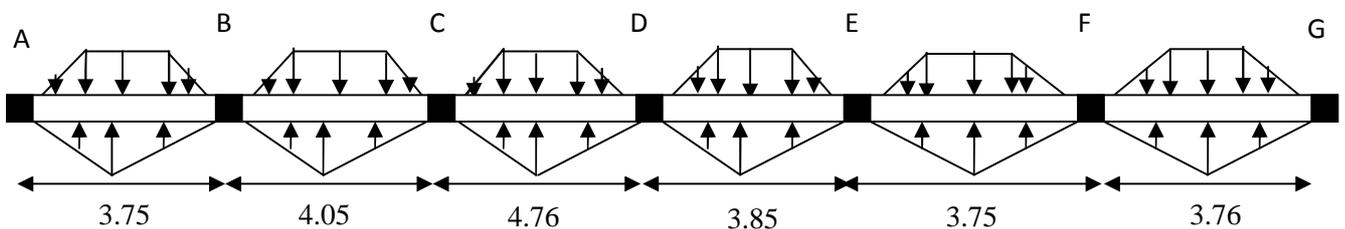


Fig.VI.8.Charges transmises aux nervures longitudinales du radier

Tableau.VI.5 Sollicitations de la nervure principale.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
A-B	3.75	3.75	548.64	144.66	826.15	2.2	-180
B-C	4.05	2.3.24	592.54	826.15	975.40	2.08	270.72
C-D	4.76	3.80	696.42	975.4	945.88	2.36	-162.32
D-E	3.85	3.08	563.28	945.88	605.09	1.77	400.1
E-F	3.75	3.00	548.64	605.09	762.36	1.93	192
F-G	3.75	3.75	548.64	762.36	144.66	1.56	258.10

• Sens transversal y-y

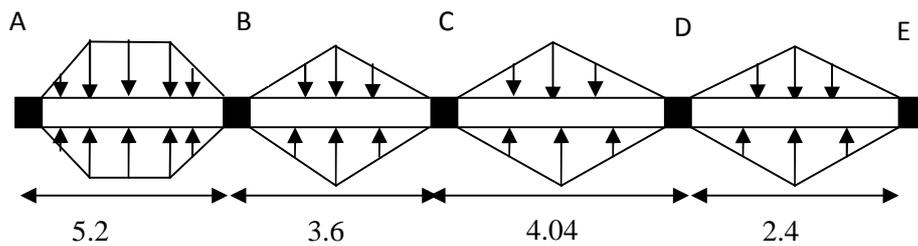


Fig.VI.9 Charges transmises aux nervures transversales du radier

Tableau.VI.6 Sollicitations de la nervure transversale.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN/m)		x (m)	M_t
				M_g	M_d		
A-B	5.2	5.2	792.14	93.18	1797.38	3.01	-1316.6
B-C	3.6	2.88	505	1797.38	600	1.14	1377.9
C-D	4.05	3.23	566.72	600	496	1.97	780.32
D-E	2.4	2.4	336.66	496	93.18	0.63	415.46

b) Le Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en (T) en flexion simple.

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 0.9\text{m} \\ h_0 = 0.4\text{m} \\ b_0 = 0.75\text{m} \\ d = 0.85\text{m} \end{array} \right.$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{520}{10}; \frac{476}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(52; 237.5)$$

soit : $b_1 = 50\text{cm}$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 175\text{cm}$

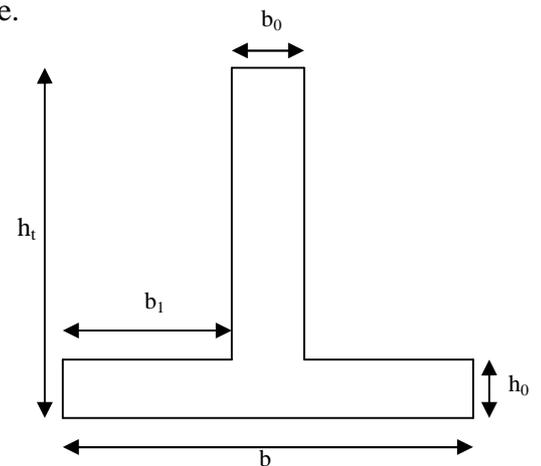


Fig.VI. 10 Section à ferrailer

Tableau.VI. 7 Résumé des résultats du ferrailage.

Sens	Localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
x-x	Travée	400.1	13.5	17.96	5 T25=24.54
	Appui	975.40	33.87	17.96	3 T25+7 T20=36.72
y-y	Travée	1377.6	55.64	17.96	3 T32+7 T25=58.66
	Appui	1797.3	70.12	17.96	7 T32+3 T25=71.96

a) Vérification à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

- Sens x-x

$$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_u = 855 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.57 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

- Sens y-y

$$V_u = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_u = 787 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = 0.52 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

➤ Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(2.28; 7.5; 2.0) = 2 \text{ cm} \text{ Soit } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

➤ Espacement des aciers transversaux :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{l_{\min}}; 30 \text{ cm}\right) = \min(22.5; 14.4; 30) = 14.4 \text{ cm}$$

On prend st=10cm.

Vérification à l'ELS

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

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) \quad \text{BAEL (A.4.5.32)}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa}$$

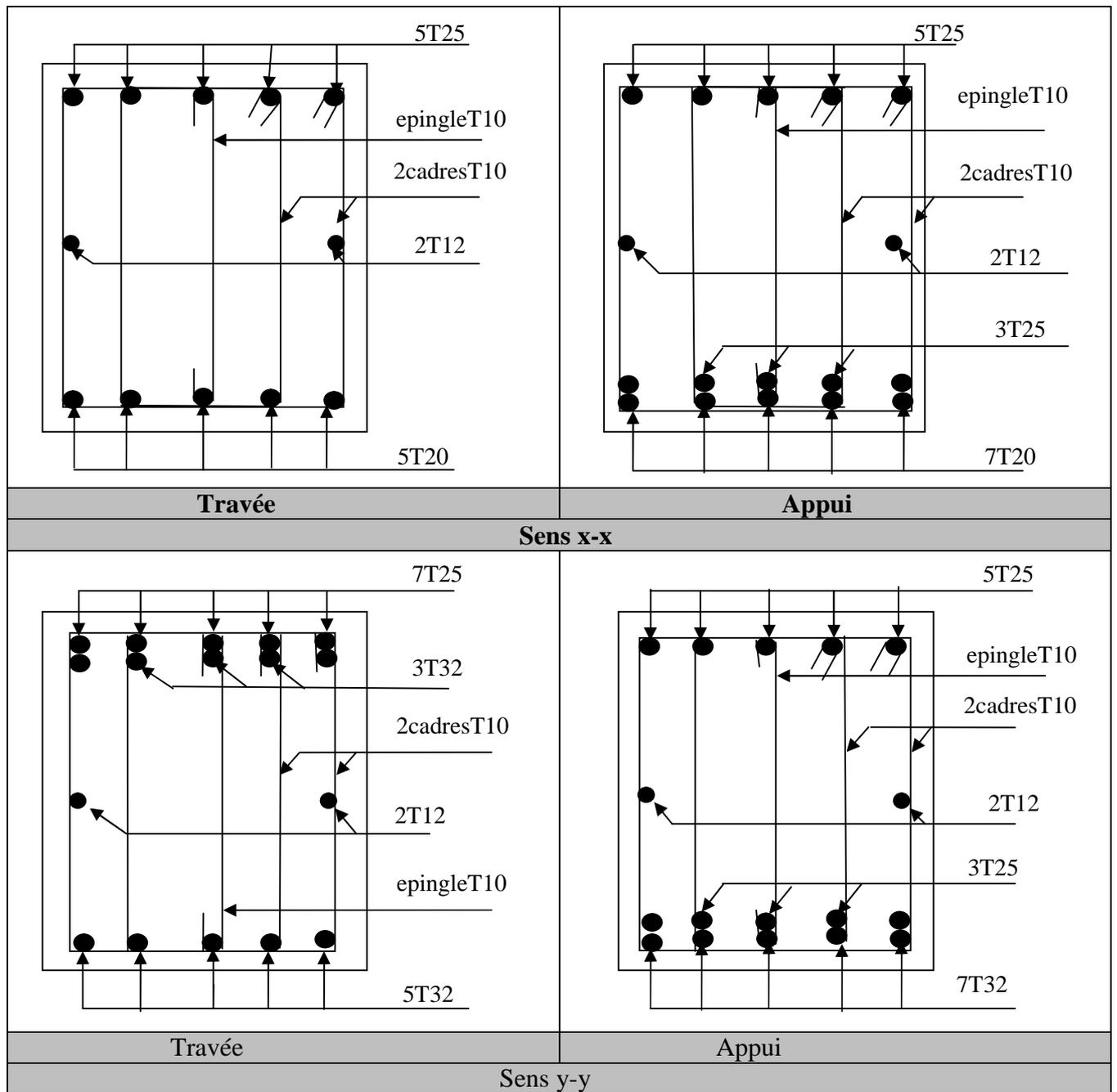
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.8 Vérification des contraintes.

Localisation	Sens	M(kn.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	Travée	301.23	16.03	1469169.96	1.53	15	153.8	201.6
	appui	814.64	18.10	2717398.5	3.52	15	148.3	201.6
y-y	Travée	891.3	18.30	2737398.5	3.6	15	135.6	201.6
	appui	1243.56	21.1	2973389.7	3.9	15	1267	201.6

b) Schéma de ferrailage

Tableau.VI.9 Ferrailage des nervures de fondation



VI.4 Voile périphérique :

VI.4.1 Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie enterrée de la construction (sous-sol) et une capacité de reprendre les efforts de poussées des terres, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique en béton armé entre semelle inférieure et chaînage supérieur, il est armé d'un double quadrillage d'armature. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur minimale $e_p \geq 15$ cm. On prend $e_p = 20$ cm
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens
- Le voile est considéré comme une dalle appuyée sur deux cotés encastrée en pied et articulé en tête.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importantes.

VI.4.2 Caractéristiques des voiles :

- Hauteur $h = 3.06$ m.
- Epaisseur $e = 20$ cm.
- Largeur $L = 5.2$ m

VI.4.3 Caractéristiques du sol :

- Poids spécifique : $\gamma = 20$ KN/m³.
- Angle de frottement : $\varphi = 16^\circ$
- La cohésion : $C = 23$ KN/m²

VI.4.4 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneau dalle encastré en chaque côté, Le calcul se fait selon une bande de 1m de largeur.

Q : Surcharge d'exploitation $Q = 10$ KN/ml

γ : Poids spécifique du sol $\gamma = 20$ KN/m³

φ : Angle de frottement interne du sous-sol $\varphi = 16^\circ$

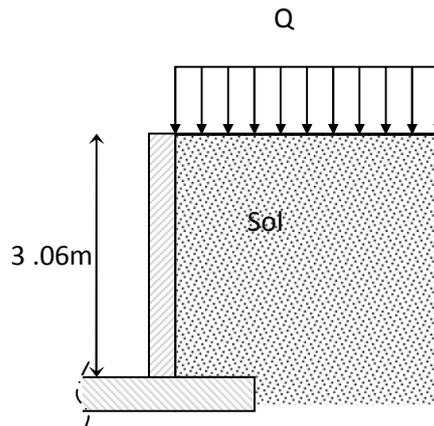


Fig. VI.11 : Voile périphérique

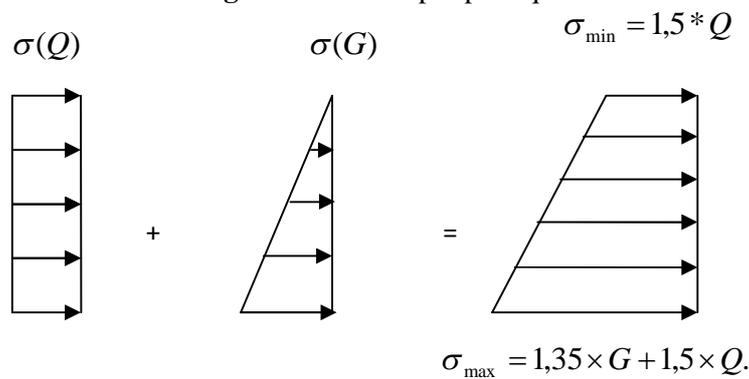


Fig. VI.12. : Répartition des contraintes sur le voile

a) Evaluation des charges et surcharges

• **La poussée des terres sur le rideau**

$$G = h \times \gamma \times \left(\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right) - 2 \times C \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow G = 3.06 \times 20 \times \left(\operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right) \right) - 2 \times 23 \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right)$$

$$G = 34.66 \text{ KN} / \text{m}^2$$

Surcharges accidentelle : $q = 10 \text{ KN} / \text{m}^2$

$$Q = q \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16}{2} \right) \Rightarrow Q = 5.67 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) Ferrailage du voile

Le voile s'est appuyé sur la structure (poteau – poutre) la transmission des charges se fait comme une dalle pleine sur quatre appuis.

$$\sigma_{\min} = 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\min} = 8.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5 \times Q \Rightarrow \sigma_{\max} = 55.29 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 55.29 + 8.5}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.043 \text{ Mpa}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.58 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- **A l'ELU**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0851 \\ \mu_y = 0.2703 \end{cases} ; P_u = 43.59 \text{KN/ml} \quad (\text{Annexe V})$$

$$M_x^0 = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x^0 = 34.73 \text{KN.m} \quad ; \quad M_y^0 = \mu_y M_x^0 \Rightarrow M_y^0 = 9.38 \text{KN.m}$$

- En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 29.52 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.98 \text{KNm}$$

- En appui

$$M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 17.36 \text{KN.m}$$

- **À l'ELS**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{cases} ; P_s = 27.41 \text{KN/ml} \quad (\text{Annexe V})$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 23.02 \text{KNm} \quad ; \quad M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 10.27 \text{KNm}$$

- En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 19.76 \text{KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 8.78 \text{KNm}$$

- En appui

$$M_a = 0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = 10.51 \text{KNm}$$

Avec $A_{\min} = 0.1\% \cdot b \cdot h$ [3]

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 10 Tableau de ferrailage

Localisation		μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ² /ml)	A _{min}	A adoptée (cm ² /ml)
En travée	Sens-x	0.09	0.12	0,14	5.49	2	6T12=6.79
	Sens-y	0.046	0,06	0,15	2.97	2	5T12=5.65
En appui		0.02	0,026	0,15	1.42	2	5T12=5.65

• **Espacement des armatures :**

Armatures // L_x: St = 20cm ≤ min (3e, 33 cm) = 33 cm

Armatures // Ly: St = 25cm ≤ min (4e, 45 cm) = 45 cm

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12cm \\ \rho > 0.58 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \Rightarrow A_{\min}^x = 1.93cm^2 \dots\dots\dots C'est\ vérifiée \\ A_{\min}^y = \max(\rho_0 \times b \times h_r; \frac{A_r^x}{4}) \Rightarrow A_{\min}^y = 1.6cm^2 \dots\dots\dots C'est\ vérifiée \end{cases}$$

• **Vérification de l'état limite de compression du béton**

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y < \bar{\sigma} = 15MPa$$

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \quad [2]$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = 201,6 MPa$$

Les résultats de calcul et vérification sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.VI. 11 Résultats de calcul et vérification à l'ELS

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ _s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
En travée	Sens x-x	19.76	6.79	4.70	15266.03	6.15	15	199.98	201.6
	Sens y-y	8.78	5.65	4.23	13445.5	2.74	15	105.49	201.6
En appui		10.51	5.65	4.23	13445.5	3.62	15	126.27	201.6

• Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 1.25MPa.$$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} \Rightarrow V_x = 44.46KN.$$

$$\tau_u = \frac{44.46}{1 \times 0.15} \Rightarrow \tau_u = 0.29MPa < 1.25MPa. \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} \Rightarrow V_y = 51.69KN.$$

$$\tau_u = \frac{51.69}{1 \times 0.15} \Rightarrow \tau_u = 0.34MPa < 1.25MPa. \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée}$$

• Schéma de ferrailage

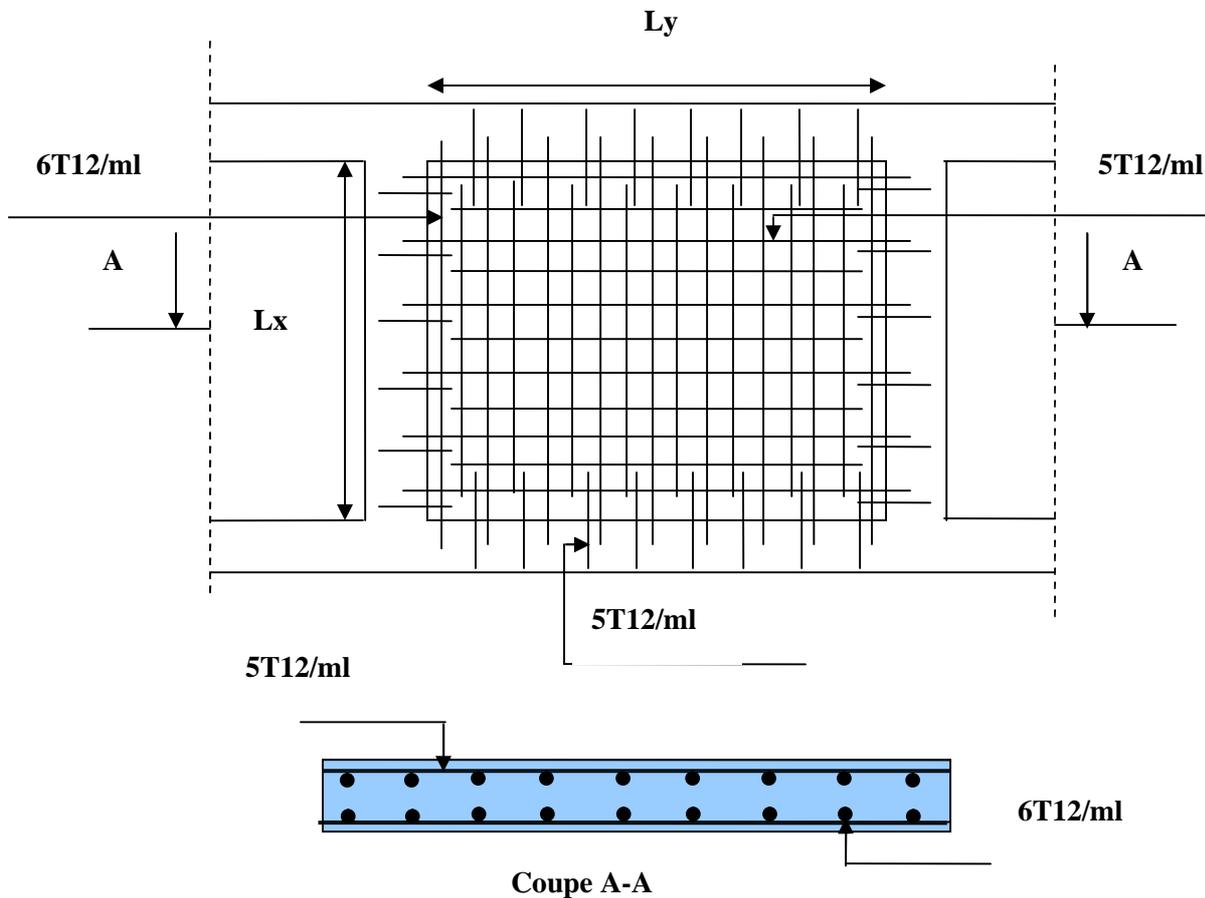


Fig.VI.13 : Schéma de ferrailage du voile périphérique

Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante moyenne du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

CONCLUSIONS

Ce projet nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances avec tous les règlements en vigueur ainsi que les outils numériques de calcul et surtout de nous faire prendre consciences des difficultés, des contraintes et de la complexité d'une étude faite dans les règles de l'art.

D'autre part cette étude nous a permis d'aboutir à certaines conclusions qui sont :

- ✚ La modélisation doit autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaire soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel ;
- ✚ La contrainte architecturale était un vrai obstacle pour nous, notamment pour la disposition des voiles à cause de la diminution de la rigidité en plan et de l'emplacement de la cage d'escalier et de l'assesseur qui a provoquer une torsion ;
- ✚ La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction voiles-portique ;
- ✚ L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci à donner lieu à des sections de poteaux soumises a des moments relativement faibles donc le ferrailage du RPA s'est imposé.
- ✚ La vérification des moments résistant au niveau des nœuds tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Il est important aussi de souligner la nécessité de garantir une meilleur qualité des matériaux laquelle a son tour garantira la résistance de la structures, avec la mise en place de procédures de contrôles adéquates.

Bibliographie

- ✚ [1] Règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton arme suivant la méthode des états limites
- ✚ [2] Règles BAEL 91.
(Edition Eyrolles Deusieme édition 1997).
- ✚ [3] Règles Parasismiques Algériennes.
(Edition CGS RPA 99 / version 2003).
- ✚ [4] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93).
(Edition CGS Décembre 1993).
- ✚ [5] DTR B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.
(Edition CGS Octobre 1988).
- ✚ [6] H.Thonier « conception et calcul des structures de bâtiment »
(Edition Eyrolles,Novembre 1997).
- ✚ [7] DTR –BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
(Edition OPU 2005).
- ✚ [8] Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- ✚ [9] Anciens mémoires de fin d'étude.

Logiciels

- ✚ **SAP 2000 V14.**
- ✚ **Auto CAD 2004.** Auto Desk Inc. 2003
- ✚ **BaelR V1.01.026.** Version d'évaluation. Socotec. 1998
- ✚ **BaelC, V1.01.026.** Version d'évaluation. Socotec. 1998
- ✚ **fleche, V1.00.026.** Version d'évaluation. Socotec. 1998

ANNEXE 5

Sollicitation dans les poutrelles

combinaison	travée	L	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
		(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(kN)	(kN)
ELU	A-B	3.75	17.20	0	-8.02	14.60	18.34	-20.17
	B-C	4.05	20.02	-8.02	-10.03	12.32	21.80	-19.82
	C-D	4.76	27.72	-10.03	-11.08	20.51	23.30	-23.30
	D-E	3.85	18.13	-11.08	-7.25	11.39	18.84	-18.84
	E-F	3.75	17.20	-7.25	-8.02	11.67	18.35	-20.19
	F-G	3.75	17.20	-8.02	0	15.31	20.19	-18.35
ELS	A-B	3.75	12.11	0	-6.05	10.30	12.91	-14.20
	B-C	4.05	14.12	-6.05	-7.06	8.67	15.34	-13.95
	C-D	4.76	19.51	-7.06	-9.75	14.44	16.39	-16.39
	D-E	3.85	18.13	-9.75	-7.25	8.10	13.26	-13.26
	E-F	3.75	12.11	-7.25	-6.05	8.23	12.91	-14.21
	F-G	3.75	12.11	-6.05	0	10.78	14.21	-12.91

Tableau A.3.1 : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 1** (Plancher sous –sol et RDC)

combinaison	travée	L	M ₀	M _g	M _d	M _t	V _g	V _d
		(m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(KN.m)	(kN)	(kN)
ELU	A-B	3.75	17.20	0	-10.32	14.45	18.35	-21.11
	B-C	3.75	17.20	-10.32	0	14.45	21.11	-18.35
ELS	A-B	3.75	12.11	0	-7.27	10.17	12.92	-14.85
	B-C	3.75	14.12	-7.27	0	10.17	14.85	-12.92

Tableau A.3.2 : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 2** (Plancher sous –sol et RDC)

ANNEXE 5

combinaison	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
ELU	A-B	3.75	17.20	0	-10.03	14.60	18.34	-20.17
	B-C	4.05	20.02	-10.03	-13.86	10.93	21.80	-21.80
	C-D	4.76	27.72	-13.86	0	20.51	25.63	-23.30
ELS	A-B	3.75	12.11	0	-7.06	10.78	12.91	-14.21
	B-C	4.05	14.12	-7.06	-9.75	7.69	15.38	-15.38
	C-D	4.76	19.51	-9.75	0	17.37	18.04	-16.39

Tableau A.3.4 : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 3** (Plancher sous – sol et RDC)

combinaison	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
ELU	A-B	3.85	18.14	0	-9.07	16.17	18.84	-20.72
	B-C	3.75	17.20	-9.07	-8.60	10.78	20.19	-20.19
	C-D	3.75	17.20	-8.60	0	15.31	20.19	-18.35
ELS	A-B	3.85	12.77	0	-6.38	11.36	13.26	-14.59
	B-C	3.75	12.11	-6.38	-6.06	7.59	14.21	-14.21
	C-D	3.75	12.11	-6.06	0	10.78	14.21	-12.92

Tableau A.3.5 : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 4** (Plancher 1^{er} étage commercial)

ANNEXE 5

combinaison	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
ELU	A-B	3.75	17.21	0	-12.04	13.60	18.35	-21.11
	B-C	4.05	20.07	-12.04	0	16.86	22.80	-16.04
ELS	A-B	3.75	12.11	0	-8.48	9.58	12.92	-14.85
	B-C	4.05	14.12	-8.48	0	11.89	16.05	-13.95

Tableau A.3.6 : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 5** (Plancher 1^{er} étage commercial)

combinaison	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
ELU	A-B	3.75	11.21	0	-6.54	8.65	11.96	-13.15
	B-C	4.05	13.07	-6.54	-7.22	7.02	14.21	-12.91
	C-D	4.76	18.06	-7.22	-7.22	11.98	15.18	-15.18
	D-E	3.85	11.81	-7.22	-4.72	6.59	12.28	-12.28
	E-F	3.75	11.21	-4.72	-5.61	6.75	11.96	-13.15
	F-G	3.75	11.21	-5.61	0	9.11	13.15	-11.96
ELS	A-B	3.75	8.11	0	-4.73	5.74	8.64	-9.50
	B-C	4.05	9.46	-4.73	-5.23	5.07	10.26	-9.33
	C-D	4.76	13.05	-5.23	-5.23	7.83	10.97	-10.97
	D-E	3.85	8.55	-5.23	-3.42	4.76	8.87	-8.87
	E-F	3.75	8.11	-3.42	-4.06	4.88	8.64	-9.50
	F-G	3.75	8.11	-4.06	0	6.58	8.74	-7.85

Tableau A.3.7 : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 1** (Plancher étages courant)

ANNEXE 5

combinaison	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
ELU	A-B	3.85	11.81	0	-5.91	9.69	12.27	-13.50
	B-C	3.75	11.21	-5.91	-5.61	6.17	13.15	-13.15
	C-D	3.75	11.21	-5.61	0	9.11	13.15	-11.96
ELS	A-B	3.85	8.55	0	-4.28	6.96	8.88	-9.77
	B-C	3.75	8.11	-4.28	-4.06	4.45	9.50	-9.50
	C-D	3.75	8.11	-4.06	0	6.58	9.50	-8.64

Tableau A.3.8 : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 4** (Plancher étages courant)

combinaison	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
ELU	A-B	3.75	11.21	0	-7.84	8.00	11.96	-13.75
	B-C	4.05	13.07	-7.84	0	9.98	14.85	-12.91
ELS	A-B	3.75	8.11	0	-5.67	5.77	8.64	-9.93
	B-C	4.05	9.94	-5.67	0	5.21	10.73	-9.33

Tableau A.3.8 : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 5** (Plancher étages courant)

ANNEXE 5

combinaison	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
ELU	A-B	3.75	12.47	0	7.28	9.55	13.31	-14.64
	B-C	4.05	14.55	-7.28	-8.04	7.73	15.81	-14.38
	C-D	4.76	20.17	-8.04	-8.04	13.21	16.90	-16.90
	D-E	3.85	13.15	-8.04	-5.26	7.25	13.67	-13.67
	E-F	3.75	12.47	-5.26	-6.24	7.44	13.31	-14.64
	F-G	3.75	12.47	-6.24	0	10.05	14.64	-13.13
ELS	A-B	3.75	9.05	0	-5.28	6.92	9.65	-10.62
	B-C	4.05	10.56	-5.28	-5.83	5.60	11.47	-10.43
	C-D	4.76	14.58	-5.83	-5.83	7.38	12.26	-12.26
	D-E	3.85	9.54	-5.83	-3.82	5.26	9.91	-9.91
	E-F	3.75	9.05	-3.82	-4.53	5.40	9.65	-10.61
	F-G	3.75	9.05	-4.53	0	7.24	10.61	-9.65

Tableau A.3.9 : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 1** (Plancher Terrasse accessible)

combinaison	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
ELU	A-B	3.85	13.15	0	-6.58	10.61	13.66	-15.03
	B-C	3.75	12.47	-6.58	-6.24	6.77	14.64	-14.64
	C-D	3.75	12.47	-6.24	0	10.06	14.64	-13.31
ELS	A-B	3.85	9.54	0	-4.77	7.70	9.91	-10.90
	B-C	3.75	9.04	-4.77	-4.53	4.91	10.62	-10.62
	C-D	3.75	9.04	-4.53	0	4.30	10.62	-9.65

Tableau A.3.10 : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 4** (Plancher Terrasse accessible)

ANNEXE 5

combinaison	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
ELU	A-B	3.75	12.47	0	-8.73	8.77	-13.31	-15.30
	B-C	4.05	14.55	-8.73	0	10.96	-16.53	-14.37
ELS	A-B	3.75	9.05	0	-6.33	6.36	-9.65	-11.10
	B-C	4.05	10.56	-6.33	0	7.95	-11.99	-10.42

Tableau A.3.11. : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 5** (Plancher **Terrasse accessible**)

combinaison	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (kN)	V _d (kN)
ELU	A-B	4.76	11.00	0	-7.70	7.70	11.73	-13.49
	B-C	3.85	12.83	-7.70	0	9.62	14.57	-12.67
ELS	A-B	4.76	8.02	0	-5.62	5.61	8.56	-9.84
	B-C	3.85	9.36	-5.62	0	7.02	10.63	-9.24

Tableau A.3.12. : Les sollicitations à l'ELU et l'ULS, poutrelles **types 6** (Plancher **Terrasse inaccessible**)

Annexe 6

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	E.L.U $\nu = 0$		E.L.S $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 6

SECTIONS RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armatures de diamètre ϕ en mm.

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33