



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : **Génie Civil**

Option : **Structures**

Présenté par :

NEKAA MOHAMED

FEGHOULI MOHAMED

Sujet du mémoire

ETUDE D'UN BATIMENT EN BETON ARME
DE R+7 A USAGE MULTIPLE

Soutenu publiquement ledevant le jury composé de :

Mr, G. ABADA

Président

Mr, A. B. BENYAMINA

Rapporteur

Mr, M. MIMOUNI

Examineur

Mr, D. I. KLOUCHE

Examineur

PROMOTION : 2019/2020

Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier le Bon Dieu pour nous avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce travail, et qui nous a éclairé les chemins par la lumière de son immense savoir.

En second lieu, nous tenons à remercier M^r BENYAMINA qui nous a permis de bénéficier de son encadrement.

Nos remerciements vont également à M^r GHENEM le président de Jury et aux membres du jury M^r MIMOUNI et M^r KLOUCHE qui ont accepté d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

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

NEKAA MOHAMED

FEGHOULI MOHAMED

Dédicaces

Je dédie ce travail :

Tout d'abord à mes parents ; à ma tendre mère qui m'a mis au monde et a veillé à mon bonheur ; à mon père qui a tout donné, sacrifiée et qui m'encourage d'avantage pour me voir réussir dans ma vie et être sa fierté. Je leurs éprouve ma profonde gratitude et je leurs promet d'être toujours à leurs cotés. Je vous aime et que dieu vous garde pour nous tous.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A mes collègues.

A ma promotion Master 2019-2020.

Enfin je remercie mon ami et collègue : FEGHOULI MOHAMED avec qui j'ai trouvé un grand plaisir à travailler, je lui souhaite toute la réussite qui puisse exister.

NEKAA

Dédicaces

Je dédie ce travail :

Tout d'abord à mes parents ; à ma tendre mère qui m'a mis au monde et a veillé à mon bonheur ; à mon père qui a tout donné, sacrifiée et qui m'encourage d'avantage pour me voir réussir dans ma vie et être sa fierté. Je leurs éprouve ma profonde gratitude et je leurs promet d'être toujours à leurs cotés. Je vous aime et que dieu vous garde pour nous tous.

A mes très chers frères et sœurs.

A toute ma famille sans exception.

A mes collègues.

A ma promotion Master 2019-2020.

Enfin je remercie mon ami et collègue : NEKAA MOHAMED avec qui j'ai trouvé un grand plaisir à travailler, je lui souhaite toute la réussite qui puisse exister.

FEGHOULI

ملخص :

الهدف من هذا العمل هو دراسة هيكل مبنى خرساني مسلح متعدد الاستخدامات (R+7) مع بدروم يقع في ولاية تيارت. تتكون هذه الدراسة من أربعة أجزاء:

- الجزء الأول عبارة عن وصف عام للمشروع مع عرض تقديمي للجانب المعماري لعناصر البناء، ثم التحجيم المسبق للهيكل وأخيراً نزول الأحمال.
- الجزء الثاني مخصص للعناصر الثانوية (السلم ، الروافد ، الألواح الصلبة والحاجز).
- بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الثالث بواسطة البرنامج / SAP2000 VER2014 من أجل تحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة ، أحمال التشغيل والزلازل).
- يشمل الجزء الأخير تقوية عناصر المقاومة المختلفة للهيكل (أعمدة ، عوارض وأساسات).

هذا مع مراعاة توصيات BAEL91 ، المعدلة 99 ولوائح الزلازل الجزائرية RPA 99/2003.

الكلمات المفتاحية :

بناء ، خرسانة مسلحة ، BAEL91 ، RPA99 / 2003 ، SAP2000 / VER2014

RESUME :

Le but de ce travail est l'étude de l'ossature d'un bâtiment à usage Multiple en béton armé (R+7) avec sous-sol, implanté dans la Wilaya de TIARET.

Cette étude se compose de quatre parties :

- *La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, Ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente des charges.*
- *La deuxième partie est consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, dalles pleines et l'acrotère).*
- *L'étude dynamique de la structure est entamée dans la troisième partie par le logiciel SAP2000/VER2014 afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).*
- *La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (poteaux, poutres et fondation).*

Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91, modifiée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

Mots clés :

Bâtiment, béton armé, BAEL91, RPA99/2003, SAP2000/VER2014

ABSTRACT:

The goal of this work is the study of the framework of a multiple-use reinforced concrete building (R + 7) with basement, located in the Wilaya of TIARET. This study consists of four parts :

- The first part is the general description of the project with a presentation of the architectural aspect of the building elements, then the pre-sizing of the structure and finally the descent of the loads.
- The second part is devoted to the secondary elements (the staircase, joists, solid slabs and the parapet).
- The dynamic study of the structure is started in the third part by the software SAP2000 / VER2014 in order to determine the various stresses due to the loads (permanent loads, operating and earthquake loads).
- The last part includes the reinforcement of the various resistant elements of the structure (columns, beams and foundation).

This, taking into account the recommendations of BAEL91, amended 99 and the Algerian earthquake regulations RPA 99/2003.

Keywords:

Building, reinforced concrete, BAEL91, RPA99 / 2003, SAP2000 / VER2014

Sommaire

: ملخص	a
RESUME :	a
ABSTRACT:	c
Symboles et Notations	i
Liste des tableaux	k
Liste des Figures	m
I. GÉNÉRALITÉS ET HYPOTHÈSES DE CALCUL	1
I.1 Introduction :	1
I.2 Présentation de l'ouvrage :	1
I.2.1 Caractéristiques géométriques :	2
I.2.2 Ossature et système constructif	3
I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :	3
I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux :	4
I.3.1 Le béton :	4
I.3.2 Les Aciers :	9
I.4 Hypothèse de calcul :	11
I.4.1 E.L.U.R :	11
I.4.2 E.L.S :	12
I.5 Conclusion :	13
II. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS	14
II.1 Introduction :	14
II.2 Pré dimensionnement des planchers :	14
II.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :	14
II.2.2 Descente de charges des planchers :	14

Sommaire

II.3	Pré dimensionnement des poutres :.....	17
II.3.1	Sens longitudinal :.....	17
II.3.2	Sens transversal :.....	18
II.4	Pré dimensionnement des poteaux :.....	18
II.4.1	Pré dimensionnement des poteaux de type 1 :.....	19
II.5	Pré-dimensionnement des voiles :	22
II.6	Tableau récapitulatif :.....	22
III.	FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX	23
III.1	Acrotère :.....	23
III.1.1	Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :	23
III.1.2	Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :.....	24
III.1.3	Calcul du ferrailage (E.L.U.) :	25
III.1.4	Vérification des contraintes (E.L.S.) :	26
III.2	Balcon :.....	28
III.2.1	Étude des charges et des sollicitations :.....	29
III.3	Cage d'ascenseur :	33
III.3.1	Calcul du poids des composants de l'ascenseur :.....	34
III.3.2	Calcul de la charge total qu :.....	35
III.3.3	Vérification de la dalle au poinçonnement :	37
III.3.4	Évaluation des moments dus aux charges concentrées :	38
III.3.5	Calcul du ferrailage de la dalle :	40
III.3.6	Vérification à l'E.L.S :	44
III.3.7	Vérification des contraintes dans le béton :.....	46
III.3.8	Disposition du ferrailage :	47
III.3.9	Voile de la cage d'ascenseur :.....	48

Sommaire

III.4	Les escaliers :.....	49
III.4.1	Dimensions des escaliers :.....	49
III.4.2	Étude d'un escalier à deux volées :.....	50
III.4.3	Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :.....	51
III.4.4	Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :	52
III.4.5	Ferraillage de l'escalier :	54
III.4.6	Vérifications :.....	55
III.4.7	Étude de la poutre palière :	58
IV.	CALCUL DES PLANCHERS	64
IV.1	Introduction :	64
IV.2	Calcul du plancher à corps creux :.....	64
IV.2.1	Pré-dimensionnement des poutrelles :.....	64
IV.2.2	Méthode de calcul des poutrelles :.....	65
IV.2.3	Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :.....	69
V.	ETUDE SISMIQUE DE BÂTIMENT.....	92
V.1	Généralités sur les séismes :	92
V.2	Introduction :	93
V.3	Calcul sismique :.....	93
V.3.1	Analyse statique équivalente :.....	93
V.3.2	Analyse Modale Spectrale :	93
V.4	Méthode du calcul :.....	93
V.4.1	Conditions à vérifier :.....	94
V.5	Méthode d'analyse modale spectrale :	95
V.5.1	Principe de la méthode :	95
V.5.2	Spectre de réponse de calcul :.....	95

Sommaire

V.5.3	Calcul de la force sismique totale	95
V.5.4	Les déplacements latéraux inter- étage :.....	101
V.6	Justification de la largeur des joints sismiques.....	102
VI.	FERRAILLAGE DES PORTIQUES.....	104
VI.1	Introduction :	104
VI.2	Les combinaisons de calcul :	104
VI.3	Ferraillage des poutres :	104
VI.3.1	Méthode de calcul :	104
VI.3.2	Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :.....	105
VI.3.3	Cas de l'étage courant :	105
VI.3.4	Tableaux récapitulatifs du ferraillage des différents niveaux :.....	111
VI.4	Ferraillage des poteaux :.....	113
VI.4.1	Méthode de calcul :	113
VI.4.2	Exemple de calcul :	114
VI.4.3	Calcul d'un poteau :	115
VII.	FERRAILLAGE DES VOILES.....	119
VII.1	Introduction.....	119
VII.2	Calcul des voiles par la méthode des contraintes :.....	120
VII.3	Armatures verticales :.....	121
VII.4	Armatures horizontales :.....	121
VII.5	Armatures transversales :.....	121
VII.6	Ferraillage des voiles :.....	122
VIII.	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.....	127
VIII.1	Introduction :.....	127
VIII.2	Le voile périphérique :	127

Sommaire

VIII.2.1	Calcul des charges :	127
VIII.2.2	Calcul des sollicitations :	128
VIII.2.3	Calcul du ferrailage :	129
VIII.2.4	Les vérifications :	130
VIII.3	Étude des fondations :	132
VIII.3.1	Choix du type de fondations :	133
VIII.3.2	Vérification du chevauchement :	134
VIII.3.3	Définition du radier :	134
VIII.3.4	Pré dimensionnement du radier :	134
VIII.3.5	Ferrailage du radier :	137
VIII.3.6	Ferrailage des poutres de libages :	139
	Conclusion général.....	144
	Bibliographie	145
	Annexes.....	146

Symboles et Notations

A' : Section d'aciers comprimés.

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

A : Coefficient d'accélération de zone

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

F : Force ou action générale.

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

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

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

I : Moment d'inertie (m⁴)

Q : Charge variable, Facteur de qualité

L : Longueur ou portée.

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

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

Ns : Effort normal de service.

Symboles et Notations

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S_{rad} : surface du radier (m²).

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

St : Espacement des armatures.

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

V : Effort tranchant.

V_u : Effort tranchant vis-à-vis de l'état limite ultime.

W : poids propre de la structure.

W_{qi} : Charges d'exploitation.

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de traction dans l'acier.

υ : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars)..

τ : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

Listes de Tableaux et de Figures

Liste des tableaux

Tableau I-1. Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours	5
Tableau I-2. Les déformations limites du pivot	12
Tableau II-1. Charge permanente de plancher étage courante.....	16
Tableau II-2. Charge permanente G de Murs extérieurs.	16
Tableau II-3. Charge permanente G de Murs intérieurs.....	17
Tableau II-4. La surface afférente du poteau rectangulaire	18
Tableau II-5. Dégression en fonction du nombre d'étage.	20
Tableau II-6. Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.	22
Tableau III-1 Poids des composants de l'ascenseur.....	35
Tableau III-2. Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	39
Tableau III-3. Les résultats des moments isostatiques des rectangles.....	44
Tableau IV-1. Récapitulatifs des résultats des M et T des poutrelles	83
Tableau V-1 : Facteur de qualité	97
Tableau V-2 Poids de la structure	97
Tableau V-3. Valeurs de la force sismique totale	98
Tableau V-4. Facteur de participation massique.....	100
Tableau V-5. Déplacements absolus	101
Tableau V-6. Calcul des déplacements latéraux inter-étage.....	102
Tableau V-7. Vérifications des déplacements latéraux inter-étage.....	102
Tableau V-8. Déplacements des blocs.....	103
Tableau VI-1 Armatures minimales et maximales pour les poteaux.	114
Tableau VI-2. Sollicitations du premier genre.....	114

Listes de Tableaux et de Figures

Tableau VI-3. Sollicitations du deuxième genre.	114
Tableau VI-4. Ferrailage des poteaux.	116
Tableau VIII-1 Les moments fléchissant suivant les 2 sens.	137
Tableau VIII-2. Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.	140
Tableau VIII-3. Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.	141

Listes de Tableaux et de Figures

Liste des Figures

Figure I-1. Vue en Perspective du bâtiment.....	2
Figure I-2. Diagramme de contrainte-déformation parabole – rectangle du béton.....	7
Figure I-3. Utilisation de diagramme rectangulaire	7
Figure I-4. Diagramme de déformation – contraintes de l’Acier.....	10
Figure I-5. Diagramme des déformations limitées de la section (Règles des trois pivots)	12
Figure II-1. Plancher terrasse (inaccessible).....	15
Figure II-2. Plancher étage courant (corps creux).....	15
Figure III-1. Dimensions de l’acrotère.	24
Figure III-2. Ferrailage de l’acrotère.....	28
Figure III-3. Ferrailage premier type de balcon	33
Figure III-4. Schéma d’un ascenseur.....	34
Figure III-5. Répartition des charges.....	37
Figure III-6. Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.	38
Figure III-7. Dessin montrant la concentration des charges.	38
Figure III-8. Moments de la dalle.....	39
Figure III-9. Ferrailage inférieur et supérieur de la dalle de l’ascenseur.	48
Figure III-10. Coupe descriptive d’un escalier.	49
Figure III-11. Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l’escalier.....	54
Figure III-12. Ferrailage d’un escalier.	57
Figure III-13. Diagramme des moments que subit la poutre palière.....	59
Figure III-14. Ferrailage de la poutre palière.....	63
Figure IV-1 Dimensionnement de la poutrelle	65

Listes de Tableaux et de Figures

Figure IV-2 Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaires).....	66
Figure IV-3 Schéma explicatif des longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaire et de rive)	67
Figure IV-4. Schéma explicatif des moments sur une travée	67
Figure IV-5. Schéma des poutrelles	70
Figure IV-6. Schéma de la poutre continue type 1	70
Figure IV-7. Combinaisons ELU de la poutre continue type 1	71
Figure IV-8. Schéma de la poutre continue type 2.....	77
Figure IV-9. Combinaisons ELS de la poutre continue type 2.....	78
Figure IV-10. Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U.	81
Figure IV-11. Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.U.....	82
Figure IV-12. Géométrie de la poutrelle.....	84
Figure IV-13. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables	87
Figure IV-14. Schéma de la bielle d'about.....	88
Figure IV-15. Schéma de ferrailage de poutrelle d'étage courant	90
Figure IV-16. Ferrailage de la dalle de compression	91
Figure V-1. 1 ^{er} Mode (Translation en Y)	98
Figure V-2. 2 ^{ème} Mode (Translation en X).....	99
Figure V-3. 3 ^{ème} Mode (Rotation autour de Z).....	99
Figure V-4. Largeur minimum du joint sismique Art. 5.8.....	103
Figure V-5 Déplacements et joints sismiques des blocs (vue en plan)	103
Figure VI-1. Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.....	112
Figure VI-2. La zone nodale.	118
Figure VI-3 Dessin de ferrailages des sections des poteaux.....	118
Figure VII-1 Le comportement d'un voile	119
Figure VII-2. Schéma du voile + poteaux	122

Listes de Tableaux et de Figures

Figure VII-3. Diagramme des contraintes dans le voile	122
Figure VII-4. Disposition des armatures verticales dans les voiles	125
Figure VII-5. Disposition du ferrailage du voile.....	126
Figure VIII-1. Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.....	128
Figure VIII-2. Raidisseurs pour réduire la longueur	128
Figure VIII-3. Schéma de ferrailage du voile périphérique.....	132
Figure VIII-4. Dalle reposé sur 4 cotés	138
Figure VIII-5. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	140
Figure VIII-6. Poutre de libage sens transversale	141
Figure VIII-7. Schéma représentant les armatures de peau.	142
Figure VIII-8. Schéma de ferrailage de radier.	143

I. GÉNÉRALITÉS ET HYPOTHÈSES DE CALCUL

I.1 Introduction :

Le présent Projet de Fin d'Étude consiste à l'étude technique d'un bâtiment R+7 avec sous-sol à usage multiple, la structure du présent bâtiment est contreventée par un système mixte (murs voiles et portiques).

Les éléments structuraux du bâtiment sont dimensionnés et ferrailés afin de résister aux diverses sollicitations (statiques et dynamiques) exercées sur eux, tout en tenant compte du côté économique. Le présent mémoire est structuré de la sorte :

- Une Étude des charges et du pré-dimensionnement des éléments horizontaux (planchers et poutres) et des éléments verticaux (poteaux et murs voiles) ;
- Calcul des différents éléments non structuraux (acrotère, balcons, escaliers et dalle supportant l'ascenseur) ;
- Étude de la rigidité, de la résistance face au séisme ;
- Calcul des éléments structuraux ;
- Étude des différents éléments qui composent l'infrastructure.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

La présente étude porte sur le calcul de résistance des éléments d'une tour de neuf (09) niveaux en béton armé à usage multiple située à Tiaret, qui est classée en zone de faible sismicité Zone I) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003). Notre bâtiment est de forme régulière en plan, il comporte :

- Sous-sol (Parking)
- Un Rez-de-chaussée (service et crèche)
- Du 1^{ère} étage (2 logement f4+service)
- Du 2^{ème} au 7^{ème} étages à usage d'habitation avec 6 logements par palier 2F4 et un 4 F3

I.2.1 Caractéristiques géométriques :

Dimensions en plan (m)	Longueur totale de bâtiment	43,50
	Largeur totale du bâtiment	35,60
Dimensions en élévation (m)	Hauteur totale du bâtiment + acrotère	33,68
	Hauteur du S.SOUL	2,72
	Hauteur du RDC	4,08
	Hauteur des étages courants	3,74
	Acrotère	0,60
	Hauteur totale de la superstructure	30,26
	Hauteur total de la super et l'infrastructure	32,98

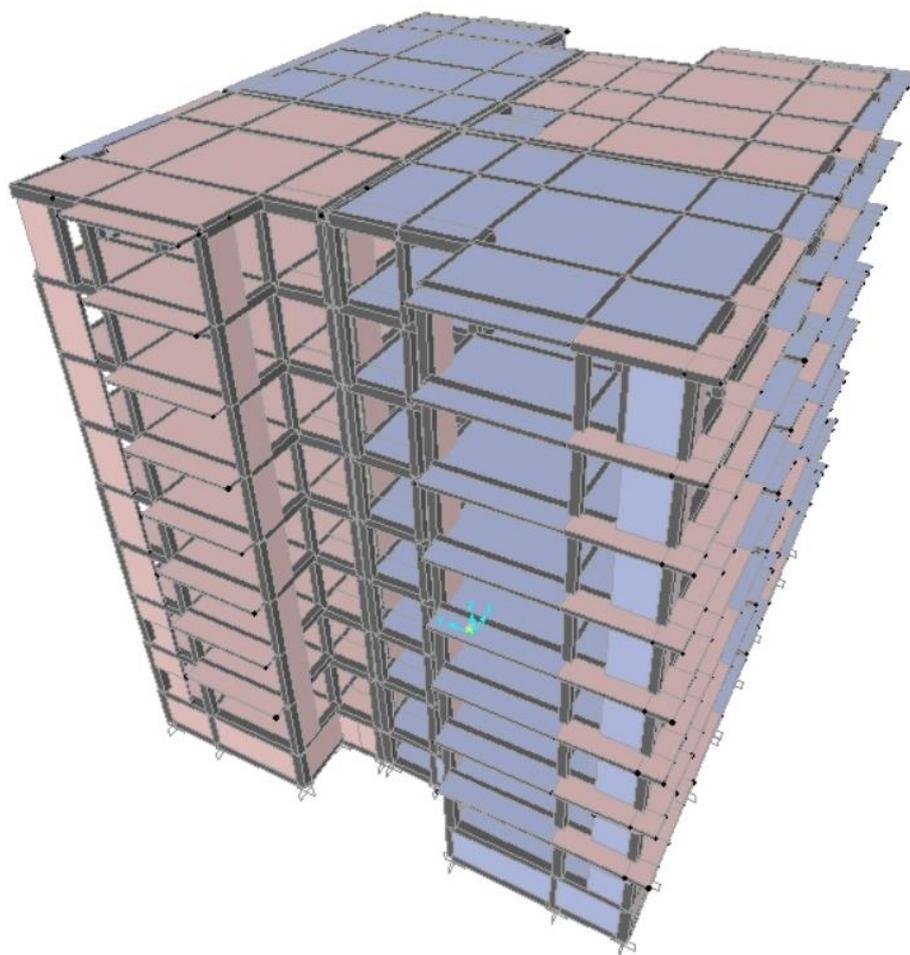


Figure I-1. Vue en Perspective du bâtiment

I.2.2 Ossature et système constructif

L'ossature et système constructif compris :

- **Ossature** : la stabilité de la structure est assurée par un système structurel mixte en béton armé (portiques et murs voile).
- **Planchers** : les planchers adoptés sont des planchers à corps creux et dalle pleine.
- **Escalier** : un escalier droit à deux volées, composé du palier et une paillasse.
- **Maçonnerie** : les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de briques de 15 cm et de 10 cm d'épaisseur séparés par une lame d'air de 5 cm, quant aux cloisons de séparation, elles sont réalisées en simple cloison de 10 cm d'épaisseur.
- **Cage d'ascenseur** : l'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment, il se constitue principalement de la cabine et de sa machinerie, elles sont confinées dans un noyau ouvert nommé cage d'ascenseur.
- **Revêtement** : enduit en plâtre pour les plafonds, enduit en ciment pour les locaux humides (WC, S.D.B. et cuisine) ainsi qu'aux murs extérieurs et intérieurs, un revêtement en carrelage pour les planchers et une étanchéité multicouche (pour l'imperméabilité et l'isolation thermique) sur le plancher terrasse.
- **Isolation** : L'isolation acoustique : est assurée par la masse du plancher ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.
- **L'isolation thermique** : est assurée par les couches d'isolant (polystyrène) pour les planchers terrasse ainsi que par le vide d'air entre les deux cloisons extérieures.

I.2.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

Selon le rapport géotechnique, le sol d'assise présente les propriétés suivantes :

- La contrainte du sol est : $\sigma_{sol} = 1,50$ bars pour un ancrage $D = 3,00$ m ;
- Le poids spécifique du sol : $\gamma = 1,7$ t/m³ ;
- L'angle de frottement interne du sol $\varphi = 35^\circ$;
- La cohésion $C = 0$ (sol pulvérulent) ;
- Le site est de nature meuble donc classé selon le RPA de type S₃.

I.3 Caractéristiques mécanique des matériaux :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé B.A.E.L 91/1999 CBA (code du béton Algérien), ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/200

I.3.1 Le béton :

Le béton est un terme générique qui désigne un matériau composé par du ciment, des granulats (sable et gravier ou gravillon) et de l'eau de gâchage. Le béton armé est obtenu en injectant de l'acier dans du béton disposé de manière à résister aux efforts de traction.

La composition d'un mètre cube (1 m^3) de béton ordinaire est de :

- 350 kg de ciment (CPA 325) ;
- 400 l de sable ($d_g \leq 5 \text{ mm}$) ;
- 800 l de gravillon ($d_g \leq 25 \text{ mm}$) ;
- 175 l d'eau de gâchage.

La préparation du béton se fait mécaniquement à l'aide d'une bétonnière ou d'une centrale à béton, la réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte quatre opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal ;
- La mise en place des armatures dans le coffrage ;
- Le coulage du béton dans le coffrage ;
- Décoffrage ou démoulage après un durcissement suffisant du béton

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Économie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.
- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans les coffrages auxquels on peut donner toutes sortes de formes.

Chapitre I : Généralités et Hypothèses de Calcul

- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

En contrepartie, les risques de fissurations constituent un handicap pour le béton armé, et le retrait et le fluage sont souvent des inconvénients dont il est difficile de palier tous les effets.

$$\text{Son poids volumique est : } \begin{cases} \text{Béton armé : } \gamma_b = 25 \frac{kN}{m^3} \\ \text{Béton non armé : } \gamma_b = 22 \frac{kN}{m^3} \end{cases}$$

I.3.1.1 Résistance mécanique :

a) Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa bonne résistance à la compression, cette dernière est donnée à "j" jour en fonction de la résistance à 28 jours par les formules suivantes :

$$\begin{cases} f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28} \\ f_{c28} \geq 40 \text{ MPa} \rightarrow f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28} \end{cases}$$

- Pour 28 jours < j < 60 jours, on prend : $f_{cj} = f_{c28}$
- Pour j ≥ 60 jours, on prend $f_{cj} = 1,1f_{c28}$; (à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement).

Pour notre étude, on prend : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

Tableau I-1. Résistance f_{cj} du béton à 7, 14 et 90 jours

$f_{c28}(\text{MPa})$	16	20	22	25	30	35	40
7 jours	1,06	13,2	14,6	16,5	19,9	23,2	26,5
14 jours	13,7	17,9	18,8	21,4	25,6	29,9	34,2
90 jours	17,6	22	24,2	27,5	33	38,5	44

b) Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est déduite de celle à la compression par la relation suivante :

Chapitre I : Généralités et Hypothèses de Calcul

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa} ; \text{ Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

c) Définition des états limites :

Un ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

De sa ruine ou de celle de l'un de ses éléments.

Du comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les états limites sont classés en deux catégories :

c.1) État limite ultime :

Il correspond à la perte d'équilibre statique (basculement), à la perte de stabilité de forme (flambement) et surtout à la perte de résistance (rupture) qui conduit à la ruine de l'ouvrage.

c.2) État limite de service :

Au-delà duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouvertures des fissures ou déformations excessives des éléments porteurs).

I.3.1.2 Déformation et contraintes de calcul :

a) État limite de résistance :

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance, on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit "Parabole – rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

a.1) Diagramme parabole – rectangle de compression du béton :

Un diagramme déformations – contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas. La contrainte du béton comprimé :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\Phi \times \gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,50} = 14,17 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas générale} \\ \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,15} = 18,48 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pour le cas des combinaisons accidentelles} \end{array} \right.$$

Avec:

Chapitre I : Généralités et Hypothèses de Calcul

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression ;

σ_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\text{‰} < \epsilon_{bc} < 3,5\text{‰}$;

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à " j " jours ;

γ_b : Coefficient de sécurité avec : $\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{Cas général} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{Cas accidentelles} \end{cases}$

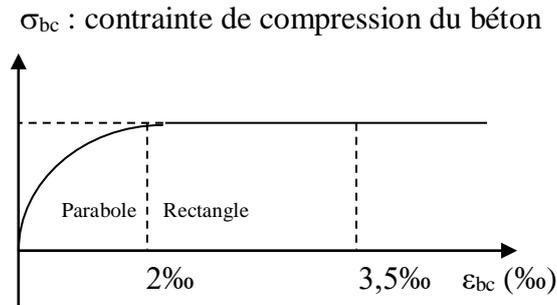


Figure I-2. Diagramme de contrainte-déformation parabolé – rectangle du béton

Le coefficient de minoration 0,85 tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application des charges et des conditions de bétonnage vis-à-vis des résistances caractéristiques obtenues par essais sur éprouvettes.

b) État limite de service :

La contrainte limite de service en compression est donnée par la formule suivante :

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

b.1) Diagramme rectangulaire :

Utilisé dans le cas où la section considérée est partiellement comprimée ou en flexion simple.

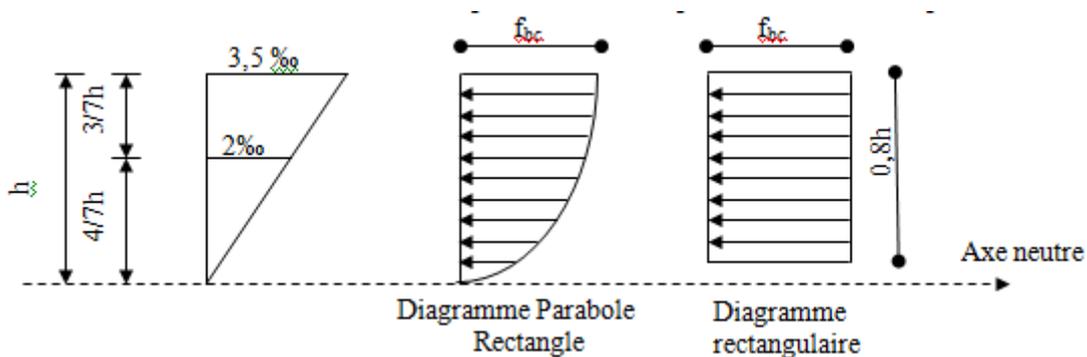


Figure I-3. Utilisation de diagramme rectangulaire

I.3.1.3 Contrainte admissible de cisaillement :

La contrainte admissible de cisaillement est définie par les formules suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 5 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration peu préjudiciable ;} \\ \tau_u = \min\left(\frac{0,15 \times f_{cj}}{\gamma b} ; 4 \text{ MPa}\right); \text{ Pour une fissuration préjudiciable} \\ \text{ou très préjudiciable.} \end{array} \right.$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime τ_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d}$$

Avec : $\begin{cases} b_0 : \text{largeur de la pièce} \\ d : \text{hauteur utile} \end{cases}$

Soit dans notre cas :

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,50} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3,34 ; 5 \text{ MPa}) \\ &= 3,34 \text{ MPa ; Fissuration peu préjudiciable} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,50} ; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 ; 4 \text{ MPa}) \\ &= 2,5 \text{ MPa ; Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable} \end{aligned}$$

I.3.1.4 Module de Déformations longitudinales du béton :

a) Module de déformation instantanée :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, le module de déformation instantanée E_{ij} du béton âgé de j jour égal à :

$$E_{ij} = 11000^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 11000^3 \sqrt[3]{25} = 32164,19 \text{ MPa}$$

b) Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt[3]{f_{cj}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{ MPa}$$

La déformation totale vaut environ trois fois la déformation instantanée.

Chapitre I : Généralités et Hypothèses de Calcul

I.3.1.5 Module de déformation transversale :

Coefficient de poisson : Le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué. La valeur de ce module de déformation transversale est donnée par l'expression suivante :

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

Où : ν est le coefficient de poisson

$\nu = 0$; Pour le calcul des sollicitations (dans E.L.U et E.L.S) $\rightarrow G = 16082,1$

$\nu = 0,2$; Pour le calcul des déformations (dans E.L.S et E.L.U) $\rightarrow G = 13401,75$

I.3.2 Les Aciers :

Les aciers utilisés en béton armé se distinguent suivant leur nuance et leur état de surface (ronds lisses ou barres à haute adhérence) et sont classés de la façon suivante :

- Ronds lisses bruts obtenue par laminage ;
- Barres à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur ;
- Fils à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par tréfilage et/ou laminage à froid ;
- Treillis soudés formés par assemblages de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence.

Les barres utilisées sont caractérisées par leur diamètre nominal (\emptyset). Sauf accord préalable avec le fournisseur, la longueur développée des barres n'excédera pas 12m (longueur commerciale courante).

Le poids volumique de l'acier est de : 78,5 KN/m³ et son module d'élasticité longitudinal est de : 200000 MPa

I.3.2.1 Diagramme déformation - contrainte :

Pour cette étude, on utilise des aciers longitudinaux (feE400) et des aciers transversaux (feE235). Dans les calculs relatifs aux états limites, on introduit un coefficient de sécurité γ_s qui a les valeurs suivantes :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Chapitre I : Généralités et Hypothèses de Calcul

$$\begin{cases} \gamma_s = 1,15 ; \text{Cas générale, on a } \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1,00 ; \text{Cas des combinaison accidentelles, on a } \sigma_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

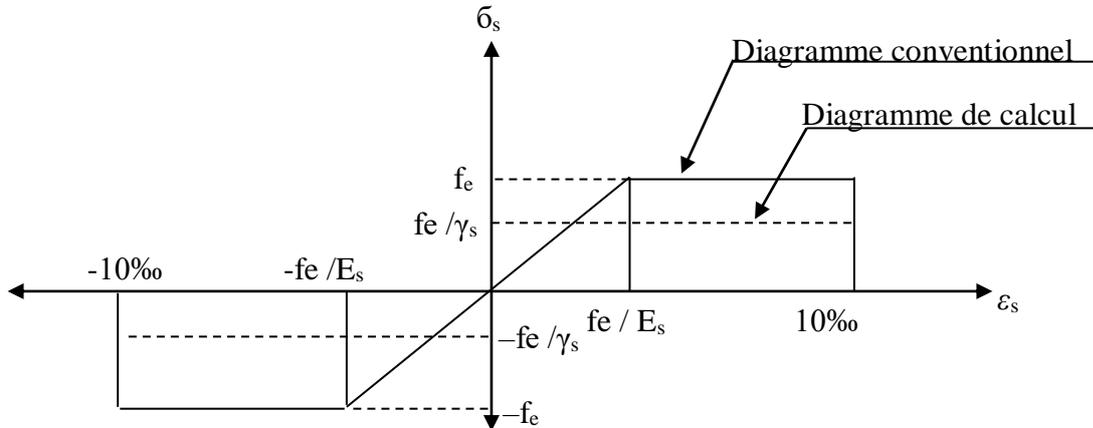


Figure I-4. Diagramme de déformation – contraintes de l'Acier.

I.3.2.2 Contraintes limites de traction des armatures :

Les contraintes limites de traction des armatures sont définis par :

$$\overline{\sigma}_{st} \leq f_e ; \text{ (Pas de limitation) } \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\begin{aligned} \{ \blacksquare ((\sigma_{st})^- \leq \min [(2/3 \times f_e ; 110 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}] \text{ MPa} @ (\sigma_{st})^- \\ \leq \min [(2/3 \times 400 ; 110 \times \sqrt{(1,6 \times 2,1)}] @ (\sigma_{st})^- \\ = 201,63 \text{ MPa}) \} \rightarrow \text{Fissuration préjudiciable} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \{ \blacksquare (\sigma_{st} \leq \min [(1/2 \times f_e ; 90 \times \sqrt{(\eta \times f_{tj})}] \text{ MPa} @ \sigma_{st} \\ \leq \min [(1/2 \times 400 ; 90 \times \sqrt{(1,6 \times 2,1)}] @ \sigma_{st} \\ = 165 \text{ MPa}) \} \rightarrow \text{Fissuration très préjudiciable} \end{aligned}$$

η : Coefficient de fissuration ;

$$\begin{cases} \eta = 1 \rightarrow \text{Pour rondlisse ;} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi \geq 6 \text{ mm ;} \\ \eta = 1,3 \rightarrow \text{Pour haute adhérences avec } \Phi < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton ;

f_e : Limite d'élasticité des aciers.

I.4 Hypothèse de calcul :

Selon les règles B.A.E.L 91, on distingue deux états de calcul :

- États limites ultimes de résistance E.L.U.R
- États limites de service E.L.S

I.4.1 E.L.U.R :

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'actions majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de rupture minorée, ce qui correspond aussi aux règlements parasismique algériennes R.P.A 99 (version2003).

On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

I.4.1.1 Hypothèses de calcul :

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation ;
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- La résistance du béton à la traction est négligée ;
- Le raccourcissement du béton est limité à: $\begin{cases} \varepsilon_{bc} = 3,5\text{‰} \rightarrow \text{Flexion composée} \\ \varepsilon_{bc} = 2\text{‰} \rightarrow \text{Compression simple} \end{cases}$
- L'allongement de l'acier est limité à : $\varepsilon_{bc} = 10\text{‰}$;
- Les diagrammes déformations contraintes sont définis pour :
- Le béton en compression ;
- L'acier en traction et en compression.

I.4.1.2 Règles des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue.

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

Chapitre I : Généralités et Hypothèses de Calcul

La déformation est représentée par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés pivots.

Tableau I-2. Les déformations limites du pivot

Pivot	Domaine	Déformation limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier 10‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton $3,5\text{‰}$
C	3	Raccourcissement unitaire du béton 2‰

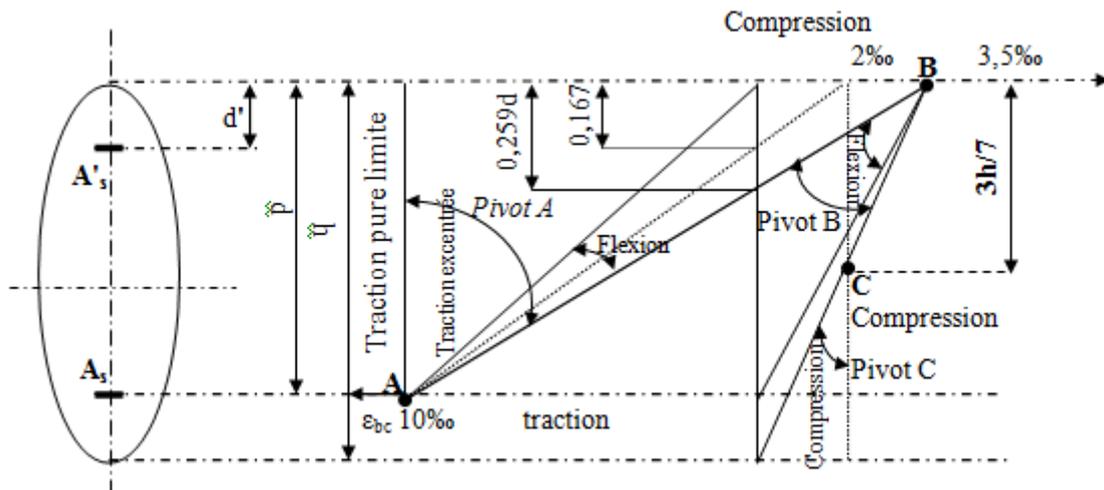


Figure I-5. Diagramme des déformations limitées de la section (Règles des trois pivots)

I.4.2 E.L.S :

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistantes calculées dépassant des contraintes limites.

I.4.2.1 Hypothèses de calcul :

Les calculs de BAEL reposent sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton ;
- Le béton tendu est néglige ;
- Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = E_b \times \varepsilon_{bc} \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \\ \varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \end{cases}$$

Pour convention η correspond au rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui de béton.

$$\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15 ; \text{ Coefficient d'équivalence.}$$

I.4.2.2 Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- État limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35.G+1,5.Q$$

- État limite de service, selon la combinaison d'action :

$$G+Q$$

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2E \\ 0,8G \pm E \end{cases} \rightarrow \begin{cases} G : \text{charge permanente} \\ Q : \text{charge d'exploitation} \\ E : \text{effort du séisme} \end{cases}$$

I.5 Conclusion :

Dans ce premier chapitre, il a été question de présenter l'ouvrage à étudier dans notre projet de fin d'étude, ainsi que tous les données dont on a besoin pour les calculs qui suivent dans les autres chapitres ; on cite les caractéristiques : géométrique du bâtiment, du sol et mécanique et des matériaux utilisés dans sa conception.

II. PRÉ DIMENSIONNEMENT DES PLANCHERS

II.1 Introduction :

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure ; poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire appelé pré-dimensionnement. Il serait fait selon les règles techniques algériennes CBA93 et RPA99 (version 2003), tout en respectant l'économie et la sécurité.

Pour cela, nous évaluons une descente de charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux jusqu'aux fondations

II.2 Pré dimensionnement des planchers :

II.2.1 Détermination de l'épaisseur des planchers :

a) Épaisseur du plancher à corps creux :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5}$$

L : La portée maximal entre nus d'appuis ;

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min[L_{\max(\text{sens } x)}; L_{\max(\text{sens } y)}] \Rightarrow L = \min[6,20; 6,05] \text{ m} = 6,05 \text{ m}$$

$$\rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{605}{22,5} = 26,88 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 30 \text{ cm} : \begin{cases} 25 \text{ cm} : \text{ épaisseur du corps creux} \\ 5 \text{ cm} \text{ épaisseur de la dalle de compression} \end{cases}$$

II.2.2 Descente de charges des planchers :

a) Plancher terrasse inaccessible

Chapitre II : Pré dimensionnement des planchers

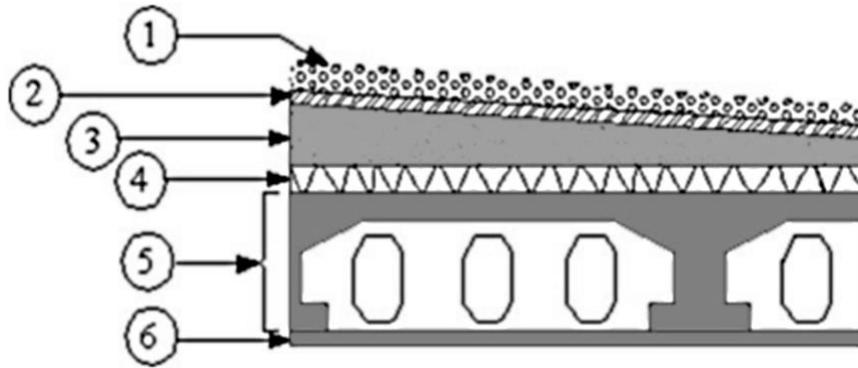


Figure II-1. Plancher terrasse (inaccessible).

Tableau II.1 : charge permanente de plancher Terrasse inaccessible

Désignation de la charge	Valeur en KN/m ²
1-Protection en gravillon roulé (5 cm) : 5×0.20	1.00
2-Étanchéité Multi Couche (2 cm)	0,12
3-forme de pente en béton léger (10cm)	2,20
4- Isolation thermique en Liège (4cm)	0,16
5- plancher à corps creux + dalle de compression (25+5)	3,80
6- Enduit en plâtre (2m)	0,20
La charge permanente $G=\sum Gi$	7,48

b) Plancher étage courant :

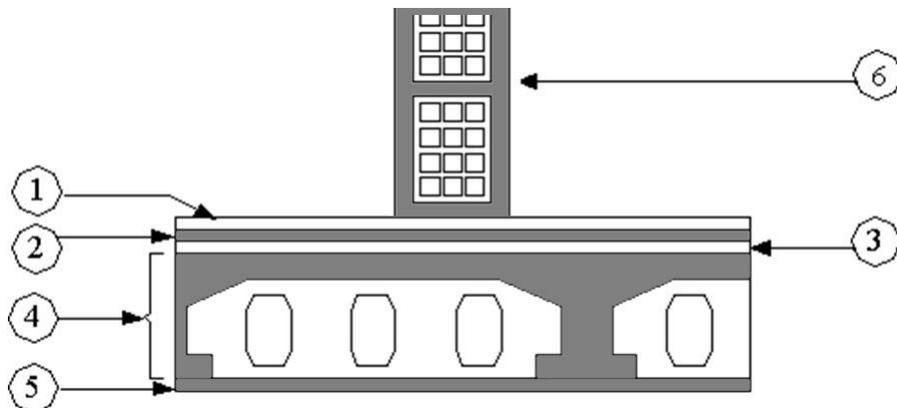


Figure II-2. Plancher étage courant (corps creux).

Chapitre II : Pré dimensionnement des planchers

Tableau II-1. Charge permanente de plancher étage courante

Désignation de la charge	Valeur en kN/m ²
1- revêtement en carrelage (2cm)	0,4
2- Mortier de pose (2cm)	0,4
3- Sable fin pour mortier (2cm)	0,36
4- Plancher à corps creux (25+5)	3,8
5- Enduit en plâtre (2cm enduit en plâtre (2cm)	0,2
6- cloison en briques creuses (10 cm)	0,9
La charge permanente $G=\sum G_i$	6.06

c) Murs extérieurs :

Tableau II-2. Charge permanente G de Murs extérieurs.

Désignation de la charge	Valeur en kN/m ²
1- Enduit extérieur en ciment (mortier) (2cm)	0,36
2- Brique creuses extérieur (15cm)	1,35
3- Brique creuses intérieur (10cm)	0,90
4- Enduit intérieur en ciment (1.5cm)	0,27
La charge permanente $G=\sum G_i$	2,88

e) Surcharge d'exploitation :

- Surcharge d'exploitation du plancher sous-sol (Parking) $Q=2,5$ kN/m²
- Surcharge d'exploitation du plancher RDC (service) $Q=4$ kN/m².
- Surcharge d'exploitation du plancher 1^{ère} étage (habitation+service) $Q=4$ kN/m².
- Surcharge d'exploitation du plancher (2^{ème} au 7^{ème} étage) habitation $Q=1,5$ kN/m².
- Surcharge d'exploitation du plancher terrasse inaccessible $Q=1$ kN/m².

Chapitre II : Pré dimensionnement des planchers

d) Mur intérieure

Tableau II-3. Charge permanente G de Murs intérieurs

Désignation de la charge	Valeur en kN/m ²
1- Enduit en ciment face 1 (1.5cm)	0,27
2- Brique creuses (10cm)	0,90
3- Enduit en ciment (1.5cm)	0,27
La charge permanente $G=\sum Gi$	1,44

II.3 Pré dimensionnement des poutres :

Selon le R.P.A. 99/2003, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Et selon le B.A.E.L. 91, le critère de rigidité :

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} h_t : \text{ hauteur de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ d : \text{ hauteur utile} \\ L : \text{ la plus grande portée entre nus} \end{cases}$$

On trouvera deux types de poutres : $\begin{cases} \text{Poutre principale : } L = 6,20 \text{ m} \\ \text{Poutre secondaire : } L = 6,05 \text{ m} \end{cases}$

II.3.1 Sens longitudinal :

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\begin{cases} L = 620 \text{ cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 41,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 62 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_t = 50 \text{ cm} \\ 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 18 \text{ cm} ; \text{ On prend } b = 45 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

Chapitre II : Pré dimensionnement des planchers

$$\begin{cases} b = 45\text{cm} \geq 20\text{cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,25 \leq 4\text{cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (45 x50) cm² comme section des poutres principales.

II.3.2 Sens transversal :

Celui des poutres secondaires, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\begin{cases} L = 605\text{cm} \\ d = 0,9h_t \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 40,33\text{cm} \leq h_t \leq 60,5\text{cm} ; \text{On prend } h_t = 45\text{cm} \\ 12,15\text{cm} \leq b \leq 16,20 ; \text{On prend } b = 40\text{cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h = 45\text{cm} \geq 30\text{cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,125 \leq 4\text{cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

Donc on prend (40x 45) cm² comme section des poutres secondaires.

II.4 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central), la section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas.

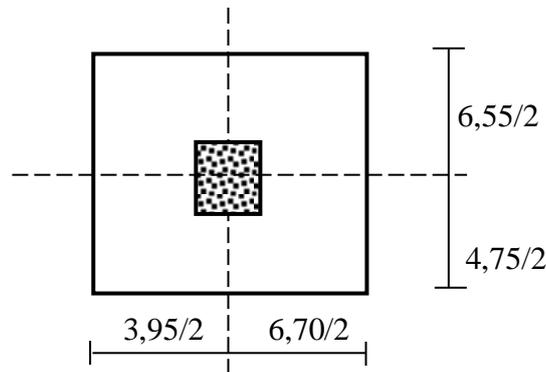


Tableau II-4. La surface afférente du poteau rectangulaire

La surface afférente du poteau rectangulaire est donnée par : $S = 5,325 \times 5,65 = 30,08\text{m}$

On a 4 types de coffrage des poteaux :

- Type 1 : S.SOL
- Type 2 :R.D.C
- Type 3 : 1^{ier} étage jusqu'au 3^{émé} étage.

Chapitre II : Pré dimensionnement des planchers

- Type 4 : du 4^{ème} étage jusqu'au 7^{ème} étage.

II.4.1 Pré dimensionnement des poteaux de type 1 :

II.4.1.1 Calcul de l'effort normal (N_U) sollicitant les poteaux :

a) Les efforts de compression dus aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse : $G \cdot S = 7,48 \times 30,08 = 224,99 \text{ kN/m}^2$
- Plancher étage : $n \cdot G \cdot S = 8 \times 6,06 \times 30,08 = 1458,27 \text{ kN/m}^2$
- Poutre P. : $n \cdot \gamma_b \cdot (b \cdot h) \cdot L = 9 \times 25 \times 0,4 \times 0,5 \times 5,325 = 239,625 \text{ kN/m}^2$
- Poutre S. : $n \cdot \gamma_b \cdot (b \cdot h) \cdot L = 9 \times 25 \times 0,4 \times 0,45 \times 5,65 = 228,825 \text{ kN/m}^2$
- Poteau : $n \cdot \gamma_b \cdot (b \cdot h) \cdot L = 1 \times 25 \times 0,5 \times 0,5 \times 2,72 = 17 \text{ kN/m}^2$

n : est le nombre d'étage.

$$N_G = 2280,05 \text{ kN/m}^2$$

On majore les efforts de 10% :

$$\begin{aligned} N_G &= 1,1 \times (224,99 + 1458,28 + 239,625 + 228,825 + 17) \\ &= 2508,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b) Les efforts de compression due aux surcharges d'exploitation :

On utilise la méthode de dégression des surcharges d'exploitation en fonction du nombre d'étages.

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment et $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les surcharges d'exploitation relatives aux planchers 1, 2, ..., n qui sont numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des sections des poteaux les surcharges d'exploitation suivantes :

Sous terrasse	Q_0
Sous dernier étage (étage 1)	$Q_0 + Q_1$
Sous étage (2)	$Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
Sous étage (3)	$Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
Sous étage (4)	$Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
.	.
Sous étage (n)	$Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des planchers

Les résultats sont notés dans le tableau suivant :

Tableau II-5. Dégression en fonction du nombre d'étage.

Niveau	La loi de dégression (kN/m ²)	La charge (kN/m ²)
Terrasse	NQ0 = 1	1,00
07	NQ1 = Q0 + Q1	2,50
06	NQ2 = Q0 + 0,95(Q1 + Q2)	3,85
05	NQ3 = Q0 + 0,90(Q1 + Q2 + Q3)	5,05
04	NQ4 = Q0 + 0,85(Q1 + Q2 + Q3 + Q4)	6,10
03	NQ5 = Q0 + 0,80(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)	7,00
02	NQ6 = Q0 + 0,75(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)	7,75
01	NQ7 = Q0 + 0,71(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)	10,23
R.D.C	NQ8 = Q0 + 0,69(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)	12,73
S.SOL	NQ9 = Q0 + 0,67(Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9)	15,74

Par application de la loi de dégression des surcharges on a : $Q = 15,74 \text{ kN/m}^2$

$$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 12,73 \times 30,08 = 421,21 \text{ kN/m}^2$$

c) L'effort normal N_U :

$$\begin{aligned} N_U &= 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 2508,05) + (1,5 \times 421,68) \\ &= 4017,68 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

II.4.1.2 Détermination de la section du Poteau (a × b) :

a) Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement, c'est-à-dire $\lambda \leq 50$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des planchers

On a:

$$L_0 = 2,72 \text{ m} ; L_f = 0,7 \times 272 = 190,4 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{190,4}{0,289a} \leq 50 \rightarrow a \geq \frac{190,4}{0,289 \times 50} = 13,17 \text{ cm}$$

On prend : $a = 55 \text{ cm}$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} = \frac{190,4}{15,90} = 11,98 < 50 ; \text{Condition Vérifiée.}$$

b) Détermination de « b »

Selon les règles du B.A.E.L 91, l'effort normal ultime N_U doit être :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

$$B_r : \text{Section réduite du poteau} ; B_r = (a - 2)(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$A_s : \text{Section d'armature longitudinale} ; A_s = 0,7\% B_r ; \text{Parce que Zone I}$$

$$\alpha : \text{Facteur réducteur de } N_U, \text{ il est en fonction de } \lambda ; \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,50 ; \gamma_s = 1,15 ;$$

Application numérique :

$$B_r = (55 - 2)(b - 2) = 53(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,7\% \times [53(b - 2)] = 0,371(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \left(\frac{11,98}{35} \right)^2 \right]} = 0,83$$

$$4017,68 \leq 0,83 \left[\frac{53(b-2) \times 25}{0,9 \times 1,50 \times 10} + \frac{0,371(b-2) \times 400}{1,15 \times 10} \right] \rightarrow b \geq 43,59 \text{ cm}$$

On prend : $b = 50 \text{ cm}$

c) Vérification des conditions du R.P.A 99/2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a ; b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée} \\ \min(a ; b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{272}{20} = 13,6 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} \Leftrightarrow 0,25 < 1,1 ; \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc le poteau carré type 1 a une section de $(55 \times 50) \text{ cm}^2$.

II.5 Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à reprendre une partie des charges verticales mais aussi principalement d'assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme.

Le R.P.A. 99/2003 considère comme voile de contreventement les voiles satisfaisant les conditions suivantes :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{h_e}{22}; 15\right) \text{ cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{min} = 15 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq \frac{h_e}{22} \rightarrow e \geq \frac{374}{22} \rightarrow e \geq 17 \text{ cm}$$

e : Épaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur $e = 20 \text{ cm}$.

II.6 Tableau récapitulatif :

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales et secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction :

Tableau II-6. Sections des poteaux, poutres et épaisseur des voiles.

Niveau	Section de poteau (cm ²)	Section de poutre principale (cm ²)	Section de poutre secondaire (cm ²)	Épaisseur des voiles (cm ²)
Type01	55 × 50	45 × 50	40 × 45	20
Type02	50 × 50	45 × 50	40 × 45	20
Type03	45 × 45	45 × 50	40 × 45	20
Type04	40 × 40	45 × 50	40 × 45	20

III. FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX

III.1 Acrotère :

L'acrotère est un mur d'une hauteur de 60 cm et d'une épaisseur de 10 cm, il est généralement situé en bordure de toiture terrasse afin de protéger la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, il assure aussi la sécurité en formant un écran pour prévenir toute chute.

Il est réalisé en béton armé et est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$) ainsi qu'au séisme qui crée un moment de renversement. Il est considéré comme étant une console encastrée au plancher terrasse.

Son point le plus faible est son interface où se trouve l'encastrement dans le plancher terrasse et c'est pour cela que le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries ce qui peut provoquer des fissures et des déformations importantes (fissuration préjudiciable).

III.1.1 Calcul des sollicitations, enrobage et excentricité :

a) Poids propre :

$$S = \frac{0,03 \times 0,1}{2} + (0,1 \times 0,6) + (0,07 \times 0,1) = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G = S \times \gamma_b = 0,0685 \times 25 = 1,71 \text{ kN/m}$$

$$Q = 1 \text{ kN/m}$$

b) Effort normal :

$$N_U = 1,35G = 1,35 \times 1,71 = 2,31 \text{ kN/ml}$$

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

c) Moment de flexion :

$$M_U = 1,5 \times N_Q \times h = 1,50 \times 1 \times 0,60 = 0,90 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

d) Effort tranchant :

$$V = N_Q = 1 \text{ kN.m} \rightarrow V_U = 1,5V = 1,50 \text{ kN.m}$$

$$V_{ser} = V = 1 \text{ kN.m}$$

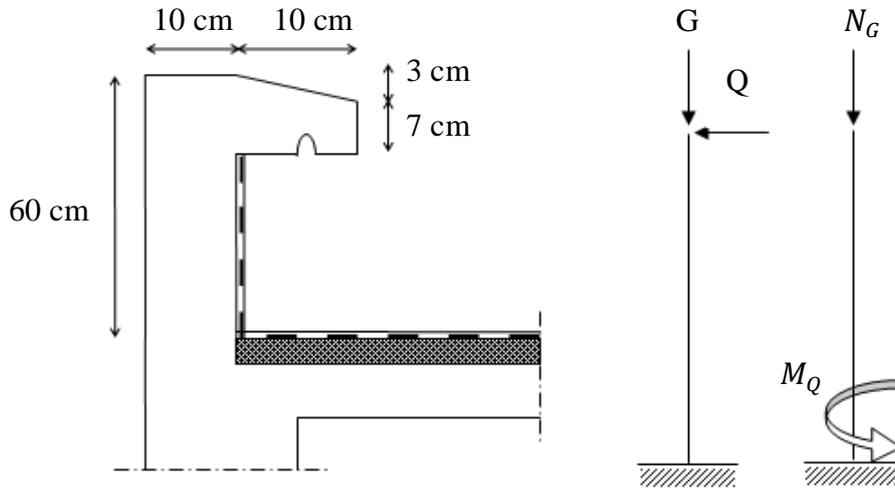


Figure III-1. Dimensions de l'acrotère.

e) Enrobage :

Vu que la fissuration est préjudiciable, on prend $c = c' = 2 \text{ cm}$.

f) Excentricité :

$$e = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0,90}{2,31} = 0,39 \text{ m}$$

$$\frac{e_p}{2} = \frac{0,10}{2} = 0,05 \text{ m} < 0,39 \text{ m}$$

e_p : Epaisseur de l'acrotère.

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

III.1.2 Vérification de la compression (partielle ou entière) de la section :

$$M_u = N_U \left[e + \frac{h}{2} - c \right] = 2,31 \left[0,39 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right] = 0,97 \text{ kN.m}$$

$$(d - c')N_U - M_U \leq (0,337h - (0,81c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$(d - c')N_U - M_U = ((0,09 - 0,02) \times 2,31) - 0,97 = -0,81 \text{ kN.m}$$

$$((0,337 \times h) - (0,81 \times c'))f_{bc} \times b \times h$$

$$= ((0,337 \times 0,1) - (0,81 \times 0,02))14,17 \times 10^3 \times 1 \times 0,1$$

$$= 24,80 \text{ kN.m}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

– 0,81 < 24,80 kN.m ; Donc la section est partiellement comprimée et le calcul se fait pour une section rectangulaire (b × h) = (100 × 10) cm².

III.1.3 Calcul du ferrailage (E.L.U.) :

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,97 \times 10^3}{100 \times 9^2 \times 14,17} = 0,0084$$

III.1.3.1 Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

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

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_{sl}} = \frac{3,5}{3,5 + 1,74} = 0,668 ; \text{ Avec } \varepsilon_{sl} = \frac{f_e}{E \times \gamma_s}$$
$$= \frac{400}{2 \times 10^5 \times 1,15} = 0,00174$$

$$\mu_l = 0,8 \times 0,668 \times (1 - (0,4 \times 0,668)) = 0,392 > \mu = 0,0084 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu = 0,0084 \rightarrow \beta = 0,996$$

On calcul :

A_{fs} : Section d'armatures en flexion simple ;

A_{fc} : Section d'armatures en flexion composée.

$$A_{fs} = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta} = \frac{0,97 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,31 \text{ cm}^2/ml$$

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N_U}{100\sigma_s} = 0,31 - \frac{2,31 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,24 \text{ cm}^2/ml$$

III.1.3.2 Section minimale des armatures en flexion composée pour une section rectangulaire :

a) Les armatures principales :

$$N_{ser} = N_G = 1,71 \text{ kN/ml}$$

$$M_{ser} = M_Q = N_Q \times h = 1 \times 0,60 = 0,60 \text{ kN.m}$$

$$e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,60}{1,71} = 0,35 \text{ m} = 35 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h_t = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{d \times b \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_{ser} - 0,45d}{e_{ser} - 0,185d} \times 0,23 \\ &= \frac{9 \times 100 \times 2,1}{400} \times \frac{35 - 4,05}{35 - 1,665} \times 0,23 = 1,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned}$$

On adopte $4\Phi 6$ p.m ; $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $S_t = 25 \text{ cm}$

b) Les armature de répartitions :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{1,13}{4} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; Soit : $4\Phi 6$ p.m.

III.1.4 Vérification des contraintes (E.L.S.) :

a) Moment de service :

$$M_{ser} = N_{ser} \times \left(e - c + \frac{h}{2} \right) = 1,71 \times \left(0,35 - 0,02 + \frac{0,10}{2} \right) = 0,65 \text{ kN.m}$$

b) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A_s(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 - 21,15y - 190,35 = 0 \rightarrow y = 1,58 \text{ cm}$$

c) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 1,58^3}{3} + (15 \times 1,13 \times (9 - 1,58)^2) \\ &= 1064,68 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

III.1.4.1 Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{650}{1064,68} \times 1,58 = 0,96 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 0,96 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

III.1.4.2 Détermination des contraintes dans l'acier tendu σ_{st} :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{650}{1064,68} \times (9 - 1,58) = 67,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 67,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

III.1.4.3 Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d}$$

$$T = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,50 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{1,50}{1 \times 0,09} = 16,67 \text{ kN/m}^2 = 0,01667 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,01667 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

III.1.4.4 Vérification du ferrailage vis-à-vis au séisme :

D'après le R.P.A. 99/2003, les éléments non structuraux doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 \times C_p \times A \times W_p \text{ Avec :}$$

A : Coefficient d'accélération de zone A = 0,08

C_p : Facteur de force horizontale $C_p = 0,8$

W_p : Poids propre de l'acrotère $W_p = 1,71 \text{ kN}$

F_p : Force horizontale pour les éléments secondaires des structures

$$F_p = 4 \times 0,8 \times 0,08 \times 1,71 = 0,44 \text{ kN} < 1,5Q = 1,5 \text{ kN} ; \text{Condition Vérifiée}$$

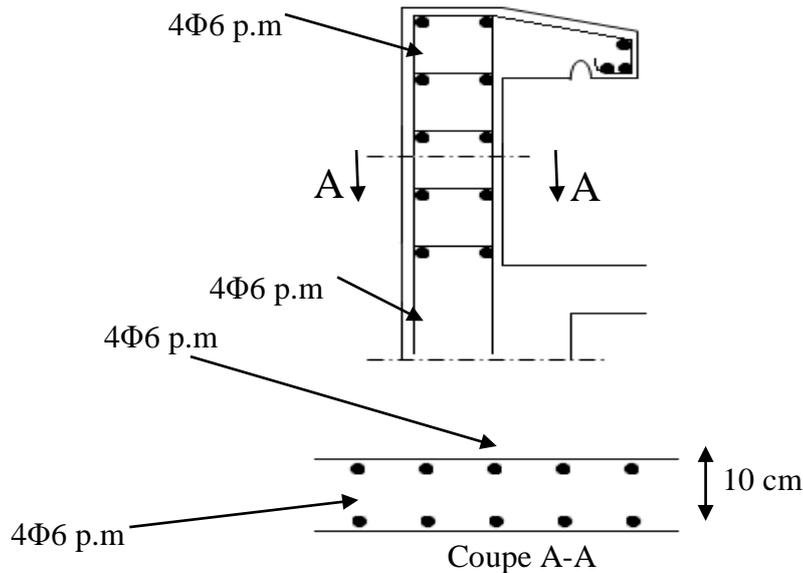


Figure III-2. Ferrailage de l'acrotère.

III.2 Balcon :

Le balcon est un élément d'architecture consistant en une dalle pleine encastree dans la poutre et entourée d'une rampe ou d'un mur de protection, elle est considérée comme étant une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

On a :

L_y : La longueur suivant l'encastrement à la poutre ; $L_y = 5,35 \text{ m}$

L_x : La longueur suivant l'encastrement aux deux consoles ; $L_x = 0,97 \text{ m}$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{0,97}{5,35} = 0,18 < 0,4$$

⇒ La dalle travaille dans un seul sens (suivant L_x)

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

L'épaisseur de la dalle pleine dépend de la :

- Résistance à la flexion :
- Isolation acoustique : $e \geq 12 \text{ cm}$;
- Sécurité en matière d'incendie : $e > 11 \text{ cm}$ pour 2 heures de coup feu.

On adopte : $e = 15 \text{ cm}$.

III.2.1 Étude des charges et des sollicitations :

a) Décence des charges :

- Revêtement en carrelage (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Mortier de pose (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- Sable fin pour mortier (2 cm) : $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Enduit en ciment (2 cm) : $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$
- Dalle pleine (15 cm) : $15 \times 0,25 = 3,75 \text{ kN/m}^2$

$$G = 5,27 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

b) Charge surfacique et linéaire :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 5,27) + (1,5 \times 3,50) = 12,36 \text{ kN/m}^2;$$

Charge surfacique

$$Q_u = 12,36 \times 1 \text{ m} = 12,36 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

$$Q_{ser} = G + Q = 5,27 + 3,50 = 8,77 \text{ kN/m}^2; \text{ Charge surfacique}$$

$$Q_{ser} = 8,77 \times 1 \text{ m} = 8,77 \text{ kN/ml} ; \text{ Charge linéaire}$$

III.2.1.1 Calcul de la charge concentrée :

Le balcon supporte la charge d'un mur en brique perforé de 0,79 m de hauteur et de 10 cm d'épaisseur. Sa longueur est de 1,00 m.

a) Poids propre du mur :

$$P_{mur} = \delta \times b \times h \times 1 \text{ m} = 13 \times 0,1 \times 1 \times 1 \text{ m} = 1,3 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } P_{u \text{ mur}} = 1,35 P_{mur} = 1,35 \times 1,3 = 1,755 \text{ kN}$$

Charges totales :

$$P_u = 1,755 \text{ kN}$$

$$P_{ser} = 1,3 \text{ kN}$$

b) Calcul du moment max et de l'effort tranchant max :

$$\begin{aligned} M_{max} &= -\frac{Q_U l^2}{2} - P_u l = -\left(\frac{12,36 \times 0,97^2}{2}\right) - (1,755 \times 0,97) \\ &= -7,54 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$T_{max} = Q_U l + P_u = (12,36 \times 0,97) + 1,755 = 13,74 \text{ kN}$$

III.2.1.2 Ferrailage :

$$d = 0,9h = 0,9 \times 15 = 13,50 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{7,54 \times 10^3}{100 \times 13,50^2 \times 14,17} = 0,0291 < \mu_r = 0,392$$

Donc : $\alpha = 0,0369$ et $\beta = 0,985$

$$A_{cal} = \frac{M_U}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7,54 \times 10^3}{0,985 \times 13,50 \times 348} = 1,62 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 et $A_{adpt} = 3,14 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0,785 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{adp} = 2,01 \text{ cm}^2$$

On prend 4T8, l'espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

III.2.1.3 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,50 \times 2,10}{400} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{adpt} = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 ; \text{Condition Vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{13,74 \times 10}{100 \times 13,50} = 0,1 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

La reprise de bétonnage n'existe pas donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

c) Contraintes d'adhérence :

$$\tau_{se} = \frac{T}{0,9 \times d \times n \times \mu} = \frac{13,74 \times 10^3}{0,9 \times 13,50 \times 5 \times 3,14 \times 10^2} = 2,26 \text{ MPa}$$

Avec :

n : Nombre d'armatures longitudinales tendues ; n = 5

μ : Périmètre d'armatures tendues ;

$\mu = 15,70 \text{ cm}$; Tiré du tableau

$$\overline{\tau_{se}} = \psi_s \times f_{t28} = 1,50 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

ψ_s : Coefficient de scellement relatif à l'acier selon sa nature lisse ou HA

$\psi_s = 1 \rightarrow$ Pour les aciers lisses
 $\psi_s = 1,5 \rightarrow$ Pour les aciers HA

$$\tau_{se} = 2,26 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{ Condition Vérifiée}$$

d) La vérification des contraintes à l'E.L.S. :

$$M_{ser} = - \frac{Q_{ser} l^2}{2} - P_{ser} l = - \frac{8,77 \times 0,97^2}{2} - (1,3 \times 0,97) = 5,39 \text{ kN.m}$$

e) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15 A_s (d - y) = 50 y^2 + 58,95 y - 795,825 = 0 \rightarrow y = 3,36 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

f) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 3,36^3}{3} + ((15 \times 3,93)(13,50 - 3,36)^2) \\ = 7325,65 \text{ cm}^4$$

g) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{6,46 \times 10^3}{6088,17} \times 3,65 = 3,87 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,87 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition Vérifiée}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

h) Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

η : Coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \eta \frac{M_{ser}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{6,46 \times 10^3}{6088,17} \times (13,50 - 3,18) = 164,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 164,25 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{ Condition Vérifiée}$$

i) Vérification de la flèche :

Pour les éléments supportés en console, la flèche F est égale à : $F = F_1 + F_2$

Avec :

$$\begin{cases} F_1 = \frac{Ql^4}{8EI} ; \text{ Flèche due à la charge répartie} \\ F_2 = \frac{Pl^3}{3EI} ; \text{ Flèche due à la charge concentrée} \end{cases}$$

i.1) Détermination du centre de gravité :

$$\begin{aligned} Y_G &= \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{\left((b \times h) \frac{h}{2} \right) + (\eta \times A_s \times d)}{b \times h} \\ &= \frac{(100 \times 15 \times 7,5) + (15 \times 3,93 \times 13,50)}{(100 \times 15) + (15 \times 3,93)} = 7,45 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$Y_1 = Y_G = 7,45 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - Y_G = 7,55 \text{ cm}$$

i.2) Calcul du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{bY_1^3}{3} + \frac{bY_2^3}{3} + \eta A (d - Y_1)^2 \\ &= \frac{100 \times 7,45^3}{3} + \frac{100 \times 7,55^3}{3} \\ &\quad + (15 \times 3,93 \times (13,50 - 7,45)^2) = 30286,46 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

i.3) Calcul de la flèche :

$$F = \frac{l^3}{EI} \left[\frac{Ql}{8} + \frac{P}{3} \right] = \frac{0,97^3 \times 10^2}{32164,19 \times 10^{-5} \times 30286,46} \times \left[\frac{12,36 \times 0,97}{8} \times \frac{1,3}{3} \right]$$
$$= 0,0182 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{97}{250} = 0,388 \text{ cm}$$

$$F_{cal} = 0,0182 \text{ cm} < F_{adm} = 0,388 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée}$$

III.2.1.4 Schéma du ferrailage :

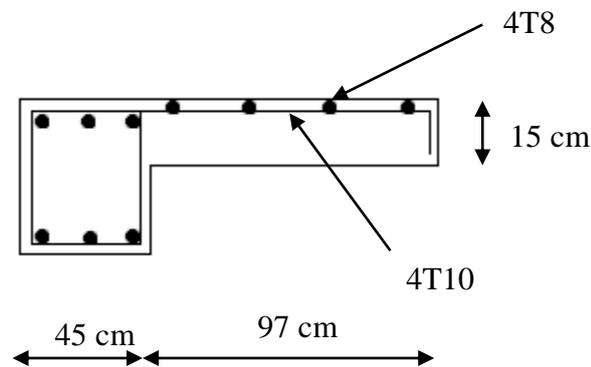


Figure III-3. Ferrailage premier type de balcon

III.3 Cage d'ascenseur :

L'ascenseur est un dispositif électromécanique, qui est utilisé afin de mouvoir verticalement des personnes ou des objets à travers les différents niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il se trouve dans les constructions dépassants les 5 étages, où l'usage des escaliers devient fatiguant.

L'ascenseur est installé dans la cage d'ascenseur, ou il y a une glissière qui sert à déplacer une cabine.

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

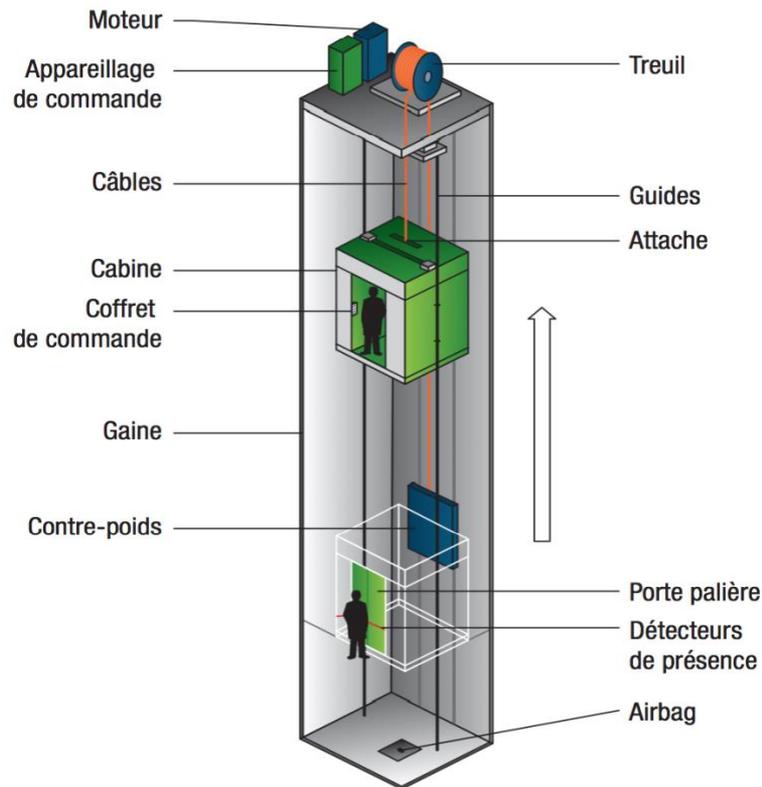


Figure III-4. Schéma d'un ascenseur.

III.3.1 Calcul du poids des composants de l'ascenseur :

L'ascenseur mécanique est constitué de :

- Treuil de levage et sa poulie ;
- Cabine ou bien une benne ;
- Un contre poids.

La cabine et le contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie soit :

- P_m : Le poids mort de la cabine, étrier, accessoire, câbles ;
- Q : La charge en cabine ;
- P_p : Le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$.

D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale est de 675kg pour 9 personnes avec une surface utile de la cabine de 1,96 m². Ses dimensions selon (NFP82-22).

- Largeur de la cabine : 1,22 m
- Longueur de la cabine : 1,79m

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

- Hauteur : 2,20m
- La largeur de passage libre : 0,8m
- La hauteur de passage libre : 2,00m
- La hauteur de la course : 22,44m

La surface latérale : $S = ((2 \times 1,79) + 1,22) \times 2,20 = 10,56 \text{ m}^2$.

On prend $h_0 = 15 \text{ cm}$, comme épaisseur de la dalle qui supporte l'ascenseur.

Tableau III-1 Poids des composants de l'ascenseur.

Poids de la cabine : $S = 10,56 \text{ m}^2$	$M_1 = 11,5 \times 9,5 \times 1,30 = 142,02 \text{ kg}$
Poids du plancher : $S = 2 \times 2,20 = 4,4 \text{ m}^2$	$M_2 = M_0 \times S = 110 \times 4,4 = 484 \text{ kg}$
Poids du toit :	$M_3 = M_{01} \times S = 20 \times 4,4 = 88 \text{ kg}$
Poids de l'arcade :	$M_4 = 60 + (80 \times 2) = 220 \text{ kg}$
Poids de parachute :	$M_5 = 40 \text{ kg}$
Poids des accessoires :	$M_6 = 80 \text{ kg}$
Poids des poulies de mouflage :	$M_7 = 2 \times 30 = 60 \text{ kg}$
Poids de la porte de la cabine : $S = 0,2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}^2$	$M_8 = 80 + (1,6 \times 25) = 120 \text{ kg}$

- Poids mort total : $P_m = \sum_{i=1}^8 M_i = 1334,88 \text{ kg}$
- Contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} = 1334,88 + \frac{675}{2} = 1672,38 \text{ kg}$

III.3.2 Calcul de la charge total q_u :

III.3.2.1 Calcul de la charge de rupture :

Selon (NFP-82-202), la valeur minimale du coefficient de sécurité C_s est de 10 et le rapport D/d (D : diamètre de la poulie et d : diamètre du câble), est au minimum égale à 40, quel que soit le nombre des tirons.

$$\frac{D}{d} = 45 \text{ et } D = 550 \text{ mm} \rightarrow d = 12,22 \text{ mm}$$

On a : $C_r = C_s \times M$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

Avec :

C_s : Coefficient de sécurité du câble et $C_s = 12$;

C_r : Quotient de la charge de la rupture nominale de la nappe du câble ;

M : Charge statique nominale portée par la nappe.

Et : $M = Q + P_m + M_g$

M_g : Poids du câble.

On néglige M_g devant $(Q + P_m)$ donc : $(M_g \ll Q + P_m) \rightarrow M = Q + P_m$

Donc : $C_r = C_s \times M = C_s \times (Q + P_m) = 12 \times (675 + 1334,88) = 24118,56 \text{ kg}$

C'est la charge de rupture effective, elle doit être divisée par le coefficient de câblage qui est égale à 0.85.

$$C_r = \frac{24118,56}{0,85} = 28374,77 \text{ kg}$$

La charge de rupture pour « n » câble est : $C_r = C_{r(1 \text{ câble})} \times m \times n$

Avec :

m : Type de mouflage (2brins, 3brins, ...) ;

n : Nombres des câbles.

Pour un câble de $d=12,22\text{m}$ et $m=2$ on a : $C_{r(1 \text{ câble})} = 8152 \text{ kg}$

$$n = \frac{C_r}{C_{r(1 \text{ câble})} \times m} = \frac{28374,77}{8152 \times 2} = 1,74$$

On prend : $n = 4$ câbles, car le nombre de câbles doit être paire et cela pour compenser les efforts de tension des câbles.

III.3.2.2 Calcul des poids des câbles :

$$M_g = m \times n \times L$$

Avec :

m : La masse linéaire du câble, $m = 0,515 \text{ kg} / \text{m}$;

n : Nombre des câbles, $n = 4$;

L : Longueur du câble, $L = 22,44 \text{ m}$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

$$M_g = m \times n \times L = 0,515 \times 4 \times 22,44 = 46,23 \text{ kg}$$

$$M = Q + P_m + M_g = 675 + 1334,88 + 46,23 = 2056,11 \text{ kg}$$

III.3.2.3 Vérification de C_r :

$$C_r = C_{r \text{ (1 câble)}} \times m \times n = 8152 \times 2 \times 4 \times 0,85 = 55433,6 \text{ kg}$$

$$C_r = C_s \times M \rightarrow C_s = \frac{C_r}{M} = \frac{55433,6}{2056,11} = 26,96 > 12 ; \text{Condition Vérifiée}$$

III.3.2.4 Calcul de la charge permanente total G :

On a : $P_{treuil} = 1200 \text{ kg}$

$$G = P_m + P_p + P_{treuil} + M_g = 1334,88 + 1672,38 + 1200 + 46,23 \\ = 4253,49 \text{ kg}$$

$$Q = 675 \text{ kg}$$

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 6754,71 \text{ kg}$$

III.3.3 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque de se poinçonner sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 4 cotés), donc chaque appui reçoit le quart de la charge $q_u = 6754,71 \text{ kg}$.

$$q_0 = \frac{q_u}{4} = \frac{6754,71}{4} = 1688,67 \text{ kg/m}$$

Selon le B.A.E.L 91/99 (A.5.2, 42), on doit vérifier la condition de non poinçonnement qui suit :

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

q_0 : La charge de calcul à l'E.L.U ;

h_0 : Epaisseur totale de la dalle, $h_0 = 15 \text{ cm}$;

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

La charge concentrée q_0 est appliquée sur un carré de $(10 \times 10) \text{ cm}^2$.

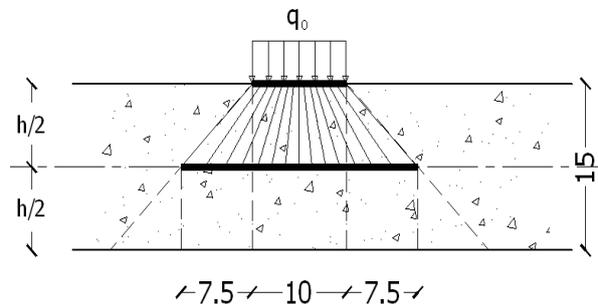


Figure III-5. Répartition des charges.

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

$$\mu_c = 2(U + V)$$

$$U = a + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$V = b + h_0 = 10 + 15 = 25 \text{ cm}$$

$$\mu_c = 2(25 + 25) = 100 \text{ cm}$$

$$q_0 \leq 0,045\mu_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,045 \times 100 \times 15 \times \frac{25 \times 10}{1,5} = 11250 \text{ kg} > q_0$$

$$= 1688,67 \text{ kg}$$

Il n'y a pas de risque de poinçonnement.

III.3.4 Évaluation des moments dus aux charges concentrées :

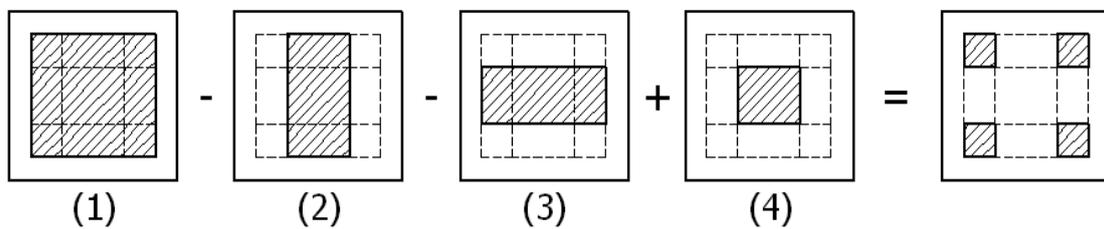


Figure III-6. Schéma expliquant la concentration des charges sur la dalle.

a) Distances des rectangles :

1) Rectangle (1) :

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

2) Rectangle (2) :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 120 \text{ cm} \end{cases}$$

3) Rectangle (3) :

$$\begin{cases} U = 120 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

4) Rectangle (4) :

$$\begin{cases} U = 70 \text{ cm} \\ V = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

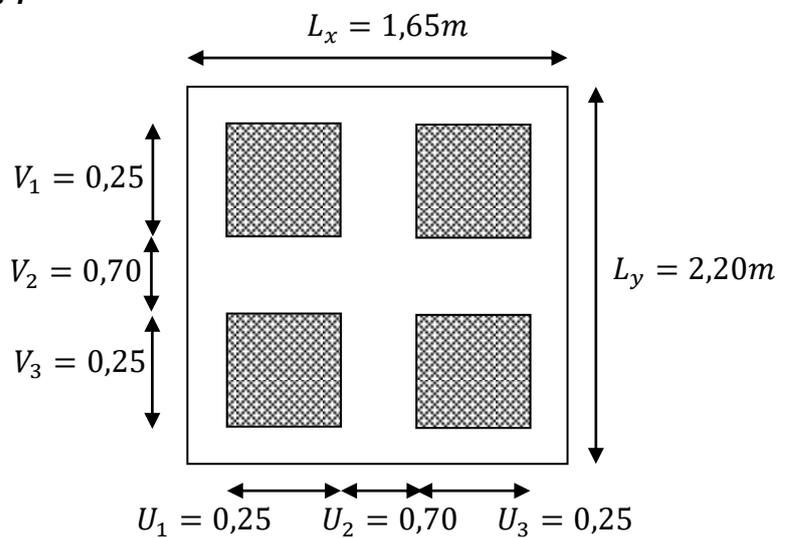


Figure III-7. Dessin montrant la concentration des charges.

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

b) Calcul des moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)P \text{ et } M_y = (M_2 + \nu M_1)P$$

ν : le coefficient de Poisson.

$$\text{A l'E.L.U } (\nu = 0) : M_x = M_1 \times P \text{ et } M_y = M_2 \times P = P' \times S$$

La charge surfacique appliqué sur le rectangle A (25×25) cm² est :

$$P' = \frac{q_u}{u \times v} = \frac{1688,67}{0,25^2} = 27018,72 \text{ kg / m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,65 \text{ m}$ et $L_y = 2,2 \text{ m}$.

Tableau III-2. Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P = P'.S (kg)	M_x (kg.m)	M_y (kg.m)
1	0,72	0,54	0,013	0,290	1,44	38906,95	2840,20	3073,64
2	0,42	0,54	0,100	0,099	0,84	22695,72	2269,57	2246,87
3	0,72	0,31	0,018	0,095	0,84	22695,72	1770,26	2156,09
4	0,42	0,31	0,112	0,109	0,49	13239,17	1482,78	1628,41

c) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 283,15 \text{ kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 299,09 \text{ kg.m}$$

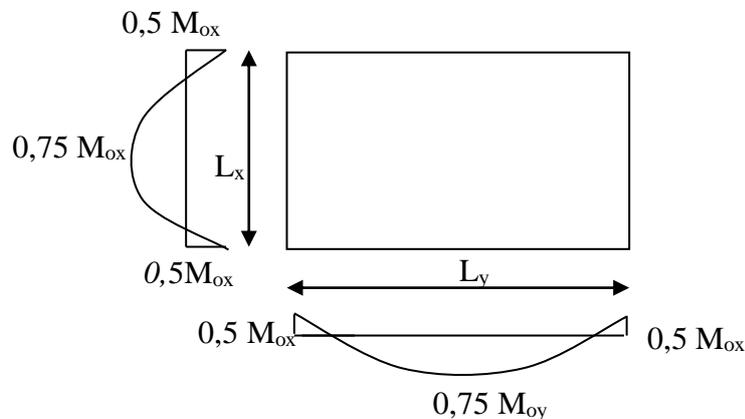


Figure III-8. Moments de la dalle

d) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

d.1) Chargement :

$$L_x = 1,65 \text{ m et } L_y = 2,2 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

$$\text{Charge ultime : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 656,25 \text{ kg / m}$$

d.2) Sollicitations :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{2,2} = 0,75$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \end{cases}$

$$\alpha = 0,75 \rightarrow \mu_x = 0,0621 \text{ et } \mu_y = 0,5105$$

$$\text{Donc : } M_{x2} = 110,95 \text{ kg.m et } M_{y2} = 56,64 \text{ kg.m}$$

d.3) Les moments appliqués à la dalle :

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 283,15 + 110,95 = 394,10 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 299,09 + 56,64 = 355,73 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 295,57 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 266,79 \text{ kg.m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 197,05 \text{ kg / m}$$

III.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1 m de largeur.

$$\text{On a : } b = 100 \text{ cm ; } h = 15 \text{ cm ; } d = 13,5 \text{ cm ; } f_e = 400 \text{ MPa ; } \sigma_s = 348 \text{ ; } \mu_1 = 0,392$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa ; } f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa ; } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa ; Fissuration peu préjudiciable.}$$

a) En travée :

– Sens L_x :

Le moment ultime :

$$M_{tx} = 295,57 \text{ kg} \cdot \text{m} = 2955,70 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2955,70}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,011 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,994$

La section d'acier :

$$A_{sx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2955,70}{0,994 \times 13,5 \times 348} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

– Sens L_y :

Le moment ultime :

$$M_{ty} = 266,79 \text{ kg} / \text{m} = 2667,90 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{2667,90}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,010 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,994$

La section d'acier :

$$A_{sy} = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2667,90}{0,9945 \times 13,5 \times 348} = 0,57 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appuis :

Le moment ultime :

$$M_{ax} = M_{ay} = 197,05 \text{ kg} \cdot \text{m} = 1970,50 \text{ N} \cdot \text{m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1970,50}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,007 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,996$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

La section d'acier :

$$A_a = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{1970,50}{0,9965 \times 13,5 \times 348} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Section minimale des armatures :

Puisque $h_0 = 15 \text{ cm}$ ($12 \text{ cm} \leq h_0 \leq 30 \text{ cm}$) et $\alpha = 0,75$ on peut appliquer la formule suivante :

– Sens L_y :

$$A_{y \min} = 8h_0 = 8 \times 0,15 = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{ty} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ty} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ay} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ay} = A_{y \min} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

– Sens L_x :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 1,2 \left(\frac{3 - 1}{2} \right) = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\begin{cases} A_{tx} = 0,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{tx} = A_{x \min} = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{ax} = 0,42 \text{ cm}^2 / \text{ml} < A_{x \min} = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow \text{on prend : } A_{ax} = A_{x \min} = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

d) Choix des aciers :

$$\Phi \leq \frac{h_0}{10} \Rightarrow \Phi \leq 15 \text{ mm}$$

En travée :

– Sens L_x :

$$\begin{cases} A_{tx} = 1,35 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} \leq \min(3h_0 ; 33 \text{ cm}) \\ S_{tx} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{tx} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

– Sens L_y :

$$\begin{cases} A_{ty} = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq \min(4h_0 ; 45 \text{ cm}) \\ S_{ty} \leq 45 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Sur appuis (chapeaux) :

$$\begin{cases} A_a = 1,2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_{ty} \leq 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 4T10 \text{ p.m} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

e) Armatures transversal :

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

Il y a nécessité de disposer des armatures transversales :

1) La dalle est bétonnée sans reprise de bétonnage dans son épaisseur.

2) $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec :

$$\tau_u = \frac{V_{u \text{ tot}}}{b \times d} \text{ et } \bar{\tau}_u = \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u ; \text{Sens } L_y$$

V_x et V_y : sont les efforts tranchants dus aux charges réparties.

V_y et V_u : sont les efforts tranchants dus aux charges localisées.

- On calcule V_x et V_y :

$$\alpha > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} ; V_x \geq V_y \\ V_y = q_u \frac{L_x}{3} \end{cases}$$

$$V_x = 6562,5 \times \frac{1,65}{2} \frac{1}{1 + \frac{0,75}{2}} = 394 \text{ N} = 0,394 \text{ kN}$$

$$V_y = 6562,5 \times \frac{1,65}{3} = 360 \text{ N} = 0,360 \text{ kN}$$

$$V_y \leq V_x$$

- On calcule V_y et V_u :

$$V_y = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{6754,71}{(2 \times 0,25) + 0,25} = 9006,28 \text{ N} = 9,006 \text{ kN}$$

$$V_u = \frac{q_u}{3u} = \frac{6754,71}{3 \times 0,25} = 9006,28 \text{ N} = 9,006 \text{ kN}$$

$$V_y = V_u \text{ parce que } u = v$$

Donc :

$$V_{u \text{ tot}} = V_x + V_y = 0,394 + 9,006 = 9,40 \text{ kN} ; \text{Sens } L_x$$

$$V_{u \text{ tot}} = V_y + V_u = 0,360 + 9,006 = 9,36 \text{ kN} ; \text{Sens } L_y$$

$$\text{Et : } V_{u \text{ tot}} = \max(V_{u \text{ tot } x} ; V_{u \text{ tot } y}) = 9,40 \text{ kN}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

Donc on a :

$$\tau_u = \frac{V_{u\ tot}}{b \times d} = \frac{9,40 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,06\ MPa$$

$15\ cm \leq h_0 = 15\ cm \leq 30\ cm$; On vérifié que :

$$\begin{aligned} \bar{\tau}_u &= \frac{10h_0}{3} \min(0,13f_{c28} ; 5\ MPa) = \frac{10 \times 0,15}{3} \min(0,13 \times 25 ; 5\ MPa) \\ &= 1,62\ MPa \end{aligned}$$

$$\tau_u = 0,06\ MPa < \bar{\tau}_u = 1,62\ MPa ; \text{Condition Vérifiée}$$

On en déduit que les armatures transversal ne sont pas nécessaires.

III.3.6 Vérification à l'E.L.S :

a) Calcul des sollicitations sous l'effet des charges concentrées :

$$\begin{cases} M_{0x} = (M_1 + \nu M_2) P'_{ser} \\ M_{0y} = (M_2 + \nu M_1) P'_{ser} \end{cases} \quad \text{avec : } \nu = 0,2\ (E.L.S)$$

$$P'_{ser} = q_{ser} \times S' = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} \times S'$$

$$P_{a\ ser} = (G + Q) \frac{1}{4} = (4253,43 + 675) \frac{1}{4} = 1232,10\ kg$$

$$q_{ser} = \frac{P_{a\ ser}}{u \times v} = \frac{1232,10}{0,25^2} = 19713,60\ kg / m^2$$

$$P'_{ser} = 19713,60 \times S'$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1), (2), (3) et (4) sont résumés dans le tableau suivant : $L_x = 1,65m$ et $L_y = 2,2\ m$.

Tableau III-3. Les résultats des moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface (m ²)	P'_{ser} (kg / m ²)	M_{0x} (kg.m)	M_{0y} (kg.m)
1	0,72	0,54	0,073	0,079	1,44	28386,72	2520,74	2656,99
2	0,42	0,54	0,100	0,099	0,84	16558,92	1983,75	1970,51
3	0,72	0,31	0,078	0,095	0,84	16558,92	1606,22	1831,41
4	0,42	0,31	0,112	0,123	0,49	9659,370	1319,47	1404,47

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

b) Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{0xc} = M_{0x1} - M_{0x2} - M_{0x3} + M_{0x4} = 250,24 \text{ kg.m}$$

$$M_{0yc} = M_{0y1} - M_{0y2} - M_{0y3} + M_{0y4} = 259,54 \text{ kg.m}$$

c) Moments dus aux charges réparties (poids propre) :

c.1) Chargement :

$$L_x = 1,65 \text{ m et } L_y = 2,20 \text{ m et } h_0 = 15 \text{ cm}$$

- Poids propre : $G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ kg / m}$
- Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg / m}$

Charge ultime : $q_{ser} = G + Q = 475 \text{ kg / m}$

c.2) Moments dus aux charges réparties (E.L.S) :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,65}{2,2} = 0,75$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens : $\begin{cases} M_{0xr} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \\ M_{0yr} = \mu_y \times M_{0xr} \end{cases}$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \mu_x = 0,0621 \text{ et } \mu_y = 0,510 ; \text{ Tirée de l'abaques de Pigeaud}$$

Donc : $M_{0xr} = 80,30 \text{ kg.m et } M_{0yr} = 40,99 \text{ kg.m}$

c.3) Les moments appliqués au centre d'impact du rectangle :

$$M_{0x} = M_{0xc} + M_{0xr} = 330,54 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{0yc} + M_{0yr} = 300,53 \text{ kg.m}$$

Les moments retenus sont :

- En travée :

$$M_{tx} = 0,75M_{0x} = 247,90 \text{ kg.m}$$

$$M_{ty} = 0,75M_{0y} = 225,39 \text{ kg.m}$$

- Sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,50M_{0x} = 165,27 \text{ kg.m}$$

III.3.7 Vérification des contraintes dans le béton :

- Suivant lx

a) En travée :

$$M_{tx} = 2479N \cdot m ; A_{tx} = 3,14 \text{ cm}^2 / ml ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) &= 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0 \rightarrow y \\ &= 3,13 \text{ cm} \end{aligned}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) \\ &= 6087,14 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2479}{6087,14} \times 3,13 = 1,27 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,27 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

b) Sur appuis :

$$M_a = 1652,70N / m ; A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / ml ; A' = 0$$

b.1) Position de l'axe neutre :

$$\begin{aligned} \frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) &= 0 \rightarrow 50y^2 + 47,10y - 635,85 = 0 \rightarrow y \\ &= 3,13 \text{ cm} \end{aligned}$$

b.2) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,12)^2) \\ &= 6087,14 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

b.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2253,90}{6087,14} \times 3,13 = 1,150 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,150 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition Vérifiée}$$

Donc les armatures calculées dans l'E.L.U conviennent.

- **Suivant ly**

a) En travée :

$$M_{ty} = 2253,9 \text{ N.m} ; A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; A' = 0 ; \eta = 15 ; d = 13,5 \text{ cm}$$

a.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - d) - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 50y^2 + 47,1y - 635,85 = 0$$

$$\rightarrow y = 3,13 \text{ cm}$$

a.2) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3,12^3}{3} + (15 \times 3,14 \times (13,5 - 3,13)^2) \\ = 6087,14 \text{ cm}^4$$

a.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{2253,90}{6087,14} \times 3,13 = 1,15 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 1,15 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{ Condition Vérifiée}$$

III.3.8 Disposition du ferrailage :

a) Arrêt des barres :

La longueur de scellement L_s est la longueur nécessaire pour assurer un ancrage correct.

On a : $f_e 400$ et $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$L_s = 40\Phi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

b) Cas des charges uniformes :

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

Arrêt des armatures en travée et des chapeaux par moitié, les aciers traversant le contour sont ancrés au-delà de celui-ci.

c) Arrêt des barres sur appuis :

$$L_1 = \max\left(L_s; \frac{1}{4}\left(0,3 + \frac{M_a}{M_{0x}}\right)L_x\right) = \max(40 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$L_2 = \max\left(L_s; \frac{L_1}{2}\right) = \max(40 \text{ cm} ; 20 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

d) Arrêt des barres en travée dans les deux sens :

Les aciers armant à la flexion, la région centrale d'une dalle sont prolongés jusqu'aux appuis à raison d'un cas contraire, les autres armatures sont arrêtées à une distance :

$$\frac{L_x}{10} = \frac{165}{10} = 16,5 \text{ cm}$$

e) Armatures finales :

- Suivant L_x et L_y :

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$A_a = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ Soit } 4T10 \text{ p.m avec } S_t = 25 \text{ cm}$$

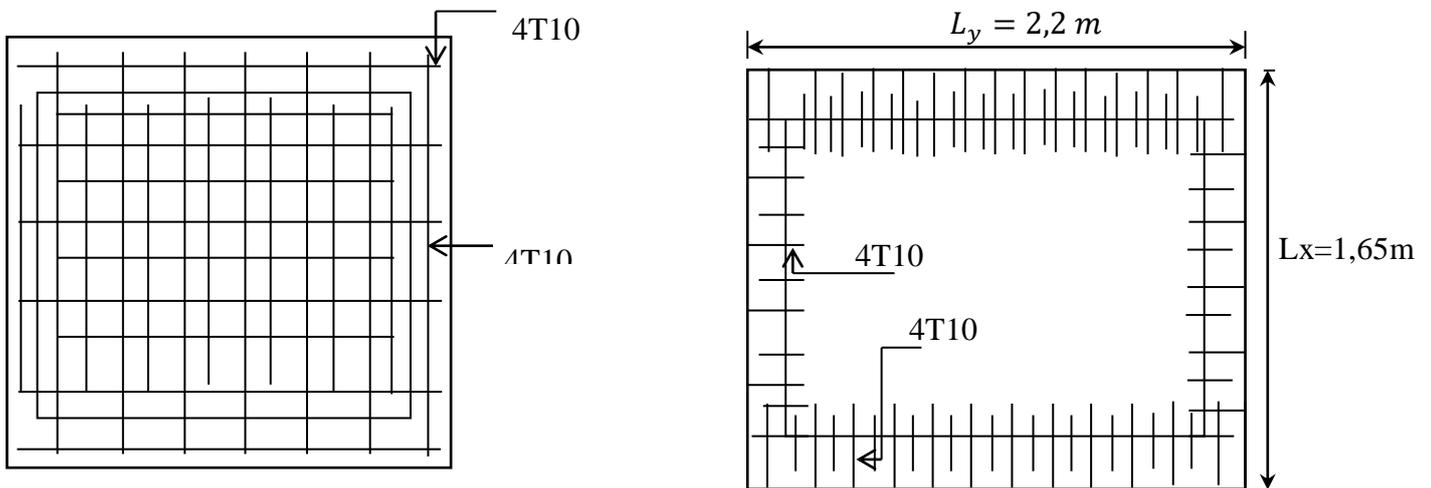


Figure III-9. Ferrailage inférieur et supérieur de la dalle de l'ascenseur.

III.3.9 Voile de la cage d'ascenseur :

D'après le R.P.A 99/2003, l'épaisseur du voile doit être $\geq 15 \text{ cm}$.

On adopte une épaisseur $e_p = 15 \text{ cm}$.

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

Dans notre cas le voile de la cage d'ascenseur n'est pas un élément porteur, il sera ferrillé par :

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h_t = 0,1\% \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Le voile est ferrillé en deux nappes avec 4T10 / ml soit : $A_{adop} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

L'espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4 Les escaliers :

Les escaliers constituent le moyen le plus couramment employé dans la circulation verticale. Ils sont disponibles, soit à titre de circulation principale, soit à titre de circulation de service ou de secours. Il permet de changer les niveaux avec un minimum des efforts et un maximum de sécurité.

Dans notre structure, nous avons un escalier à paillasse simple. Cet escalier est constitué de deux volées et un palier de repos.

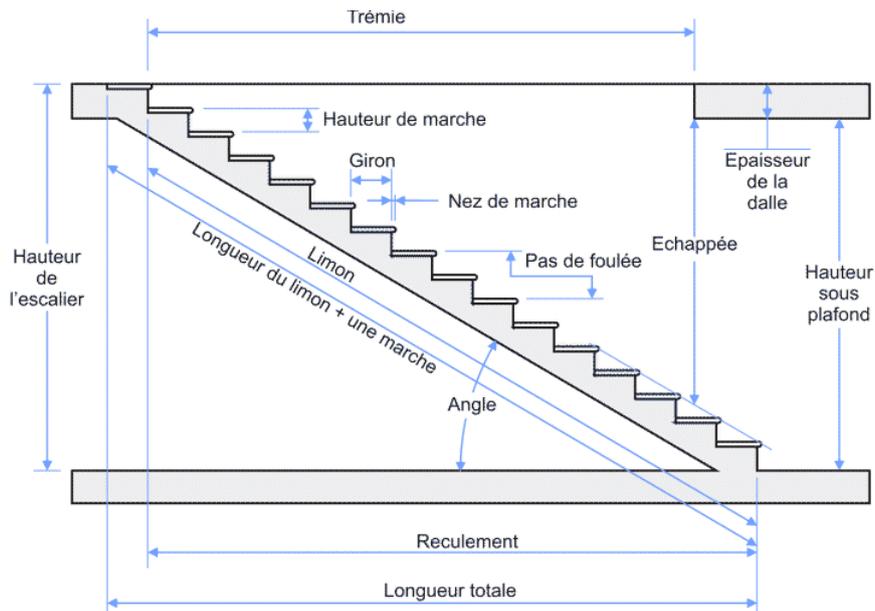


Figure III-10. Coupe descriptive d'un escalier.

III.4.1 Dimensions des escaliers :

Si « g » est la distance horizontale entre deux nez de marche successifs et « h » la hauteur de la marche, la relation linéaire suivante, dite « formule de Blondel », vérifie la constatation empirique suivante :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} ; \text{ Avec :}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

h : La hauteur de la marche (contre marche) ;

g : La largeur de la marche.

On prend : $2h + g = 64 \text{ cm}$

On a aussi c'est deux formules :

$$H = n \times h = \frac{h_e}{2} \text{ et } L = (n - 1)g \dots \dots \dots (1)$$

Avec :

H : Hauteur entre les faces supérieurs des deux paliers successifs d'étage ;

n : Le nombre de contre marche ;

L : La projection horizontale de la longueur total de la volée.

III.4.2 Étude d'un escalier à deux volées :

a) Dimensionnement des marches et contre marches :

D'après (1), on a :

$$h = \frac{H}{n} \text{ et } g = \frac{L}{n - 1}$$

Donc d'après Blondel on a :

$$m = \left(\frac{L}{n - 1} + 2 \right) \times \frac{H}{n}$$

Et puis : $mn^2 - (m + L + 2H)n + 2H = 0 \dots \dots \dots (2)$

Avec : $m = 64 \text{ cm}$, $H = 204 \text{ cm}$ et $L = 330 \text{ cm}$

Donc l'équation (2) devient : $64n^2 - 802n + 408 = 0$

La solution de l'équation est : $n = 12$ (nombre de contre marche)

Donc : $n - 1 = 11$ (nombre de marche)

$$h = \frac{204}{11} = 17 \text{ cm et } g = \frac{L}{n - 1} = 30 \text{ cm}$$

On vérifie avec la formule de Blondel :

$$59 \text{ cm} \leq (2 \times 17) + 30 \leq 66 \text{ cm} = 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée}$$

L'inégalité vérifiée, on a : 10 marches avec $g = 30 \text{ cm}$ et $h = 17 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison est :

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

$$\tan \alpha = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \rightarrow \cos \alpha = 0,87$$

b) Épaisseur de la volée (e_v) :

$$\frac{l}{30} \leq e_v \leq \frac{l}{20} \rightarrow \frac{L}{30 \cos \alpha} \leq e_v \leq \frac{L}{20 \cos \alpha}$$

$$\rightarrow \frac{330}{30 \times 0,87} \leq e_v \leq \frac{330}{20 \times 0,87} \rightarrow 12,64 \leq e_v \leq 18,96 \rightarrow e_v = 12 \text{ cm}$$

c) Épaisseur du palier (e_p):

$$e_p = \frac{e_v}{\cos \alpha} = \frac{12}{0,87} = 13,79 \text{ cm} \rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

III.4.3 Évaluation des charges et surcharges à E.L.U et E.L.S :

a) Volée :

Revêtement en carrelage horizontal (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Lit de sable (2 cm) : $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

Revêtement en carrelage vertical ($e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$) (2 cm) : $2 \times 0,20 \times \frac{17}{30} = 0,23 \text{ kN/m}^2$

Mortier de ciment vertical ($e_p \times 0,20 \times \frac{h}{g}$) (2 cm) : $2 \times 0,20 \times \frac{17}{30} = 0,23 \text{ kN/m}^2$

Poids propre de la paillasse ($e_v \times \frac{0,25}{\cos \alpha}$) : $3,45 \text{ kN/m}^2$

Poids propre des marches ($0,22 \times \frac{h}{2}$) : $1,87 \text{ kN/m}^2$

Garde-corps : $0,10 \text{ kN/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) : $(2 \times 0,10) = 0,20 \text{ kN/m}^2$

$$G = 7,24 \text{ kN/m}$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur : $\begin{cases} q_u = 13,52 \text{ kN/m}^2 \\ q_{ser} = 9,76 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

b) Palier :

Revêtement en carrelage (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Mortier de ciment horizontal (2 cm) : $2 \times 0,20 = 0,40 \text{ kN/m}^2$

Lit de sable (2 cm) : $2 \times 0,18 = 0,36 \text{ kN/m}^2$

Enduit en plâtre (2 cm) : $2 \times 0,10 = 0,20 \text{ kN/m}^2$

Poids propre du palier ($ep \times 0,25$) : $3,75 \text{ kN/m}^2$

$$G = 5,11 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 2,50 \text{ kN/m}^2$$

Le calcul suivant se fait pour une bande de 1 m de largeur :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 = 10,64 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ser} = (G + Q) \times 1 = 7,61 \text{ kN/m}^2$$

III.4.4 Calcul du moment fléchissant et effort tranchant max à l'E.L.U :

a) Détermination des réactions :

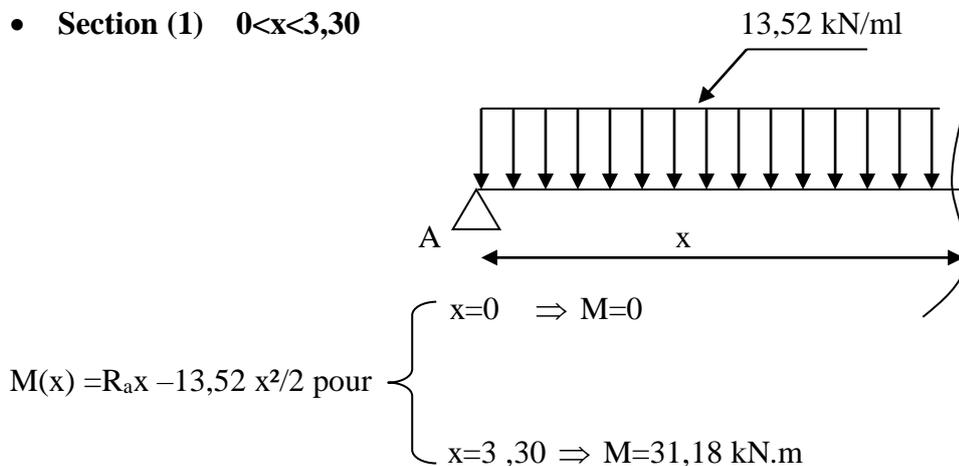
$$\Sigma F_v = 0 \Rightarrow \Sigma F_y = R_A + R_B = 10,64(1,50) + 13,52(3,30) = 60,57 \text{ kN.}$$

$$\Sigma M_A = R_B(4,80) - 11,66(1,50)(3,3 + 1,50/2) - 13,52(3,30)(3,30/2) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 28,80 \text{ kN et } R_A = 31,76 \text{ kN}$$

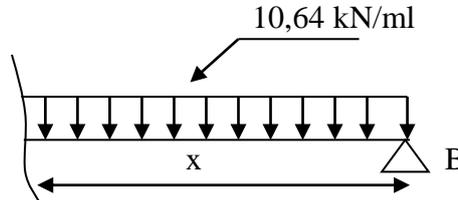
b) Effort tranchant et moment fléchissant :

- Section (1) $0 < x < 3,30$



$$T(x) = R_a - 13,52 x \quad \text{pour} \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow T = 31,76 \text{ kN} \\ x=3 \Rightarrow T = -12,85 \text{ kN} \end{array} \right.$$

• **Section (2) $0 < x < 1,50$**



$$M(x) = R_b x - 10,64 \frac{x^2}{2} \quad \text{pour} \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow M=0 \\ x=1,50 \Rightarrow M = 31,23 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = -R_b + 10,64 x \quad \text{pour} \quad \left\{ \begin{array}{l} x=0 \Rightarrow T = -17,83 \text{ kN} \\ x=1,50 \Rightarrow T = -12,84 \text{ kN} \end{array} \right.$$

Calcul de moment max :

Or M_{\max} il faut que $T = 0$

$$\Rightarrow R_a = 13,52x \Rightarrow x = 2,34\text{m}$$

D'où :

$$M_{\max} = 31,76 (2,34) - 13,52 (2,34)^2 / 2 = 32,86 \text{ kN.m}$$

$$M_{\max} = 32,86 \text{ kN.m}$$

c) Calcul des moments maximaux en travée à l'E.L.U :

On a : $M_{\max} = 32,86 \text{ kN.m}$

$$M_t = 0,85 \times M_{\max} = 27,93 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,50 \times M_{\max} = 16,45 \text{ kN.m}$$

d) Les diagrammes :

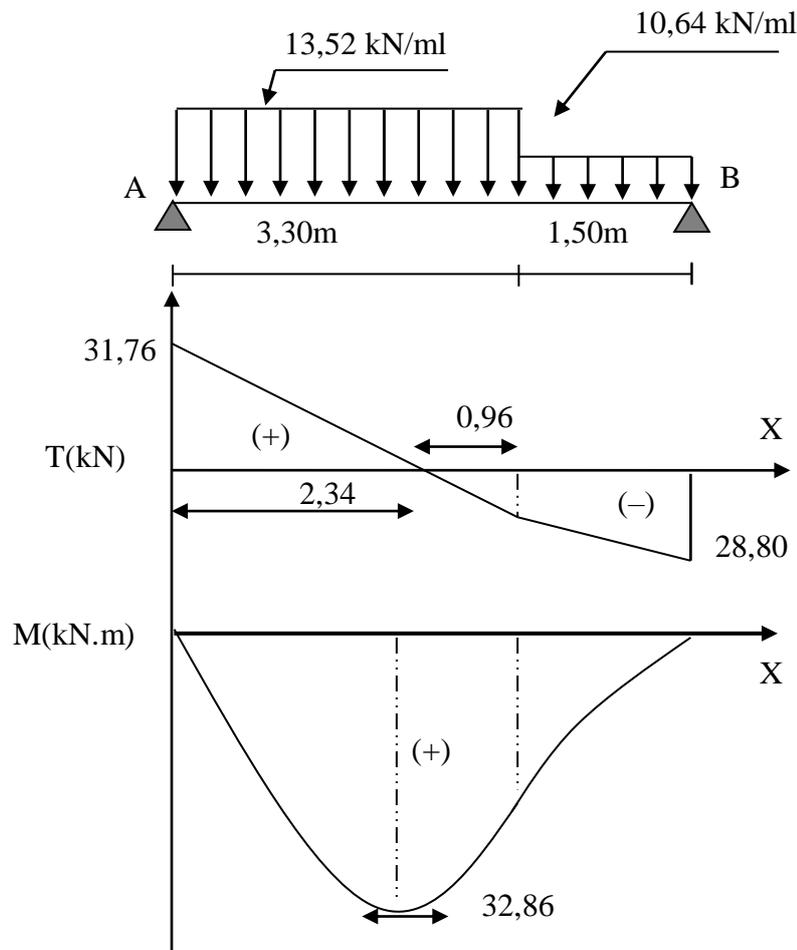


Figure III-11. Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants de l'escalier.

III.4.5 Ferrailage de l'escalier :

a) En travée :

- Le moment ultime :

$$M_t = 27,93 \text{ kN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0,9h = 13,50 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{27,93 \times 10^3}{100 \times 13,5^2 \times 14,2} = 0,1079 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,944$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27,93 \times 10^3}{0,944 \times 13,5 \times 348} = 6,29 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

On adopte 5T14 avec : $A_{adm} = 7,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 5T10 avec : $A_{adm} = 3,93 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Sur appuis :

- Le moment ultime :

$$M_a = 16,43 \text{ kN.m} ; h = 17 \text{ cm} ; d = 0,9h = 15,3 \text{ cm} ; b = 1 \text{ m}$$

- Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{16,43 \times 10^3}{100 \times 15,3^2 \times 14,20} = 0,049 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,974$

- La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{16,43 \times 10^3}{0,974 \times 15,3 \times 348} = 3,16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

$$A_r = \frac{A_{adm}}{4} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte 4T10 avec : $A_{adm} = 3,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ et $S_t = 25 \text{ cm}$

III.4.6 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,29 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,63 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

b) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} \times 10 = \frac{31,76 \times 10}{100 \times 13,5} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

c) Vérification au niveau des appuis :

$$A_{min} = \frac{1,15}{f_e} \left(T + \frac{M_a}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left((31,76) + \frac{16,43 \times 10^2}{0,9 \times 15,3} \right) = 0,0947 \text{ cm}^2$$

$$A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,094 \text{ cm}^2 ; \text{Condition Vérifiée}$$

III.4.6.1 Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$M_{t \max} = 32,86 \text{ kN.m} ; \text{Obtenu par RDM}$$

$$M_{t \text{ ser}} = 0,85 \times M_{t \max} = 27,93 \text{ kN.m}$$

$$M_{a \text{ ser}} = 0,5 \times M_{t \max} = 16,45 \text{ kN.m}$$

- **En travée :**

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 115,5y - 1559,25 = 0 \rightarrow y = 4,55 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_s (d - y)^2 = \frac{100 \times 4,55^3}{3} + (15 \times 7,70)(13,5 - 4,55)^2 \\ = 12391,72 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y = \frac{27,93 \times 10^3}{12391,72} \times 4,55 = 10,25 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8,82 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

- **Sur appuis :**

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 - 15A_s(d - y) = 50y^2 + 67,80y - 915,30 = 0 \rightarrow y = 3,65 \text{ cm}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}Y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{100 \times 3.65^3}{3} + (15 \times 4,52)(13,5 - 9,65)^2$$
$$= 8199,03 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{16,45 \times 10^3}{8199,03} \times 3,65 = 7,32 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,32 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

III.4.6.2 Vérification de la flèche :

On doit vérifier 2 conditions :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{30} \Leftrightarrow \frac{17}{300} = 0,06 > 0,033 ; \text{Condition Vérifiée} ;$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \geq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{7,7}{100 \times 13,5} \geq \frac{2}{400} 0,0057 > 0,005 ; \text{Condition Vérifiée.}$$

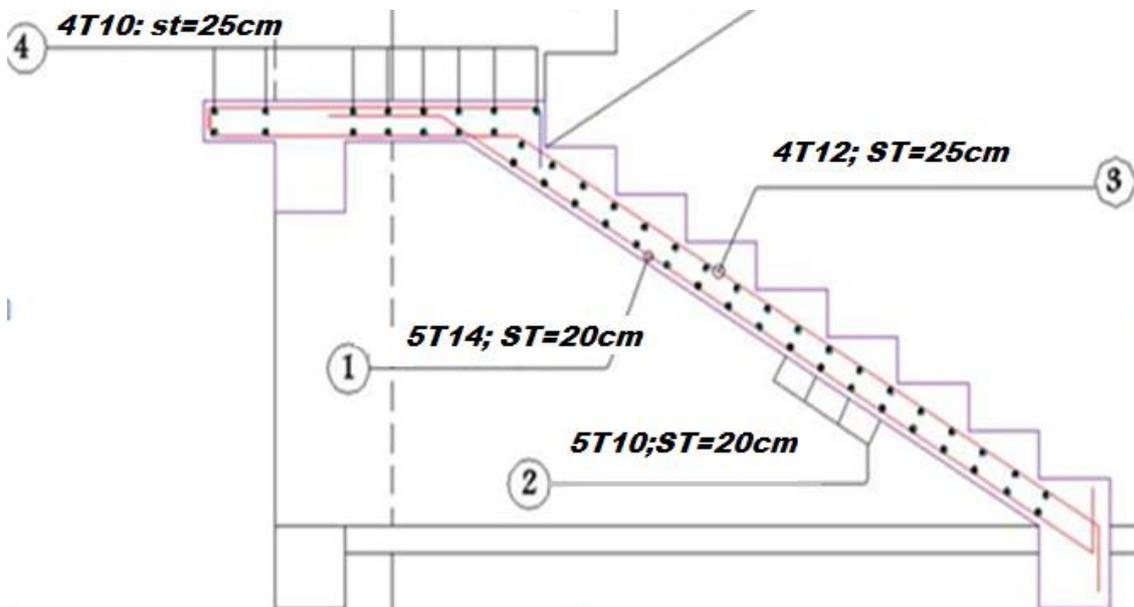


Figure III-12. Ferrailage d'un escalier.

III.4.7 Étude de la poutre palière :

III.4.7.1 Dimensionnement :

Selon le B.A.E.L 91/1999, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow \frac{375}{15} \leq h \leq \frac{375}{10} \Leftrightarrow 25 \text{ cm} \leq h \leq 37,50 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ donc $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

$$0,3d \leq b \leq 0,4d \Leftrightarrow 9,45 \text{ cm} \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Les vérifications des conditions du R.P.A. 99/2003 :

$$h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée ;}$$

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée ;}$$

$$\frac{h}{b} = 1,16 < 4 ; \text{Condition Vérifiée.}$$

III.4.7.2 Charges supportées par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G_p = 0,35 \times 0,30 \times 25 = 2,62 \text{ kN/m}$

Poids du mur situé sur la poutre : $G_m = 9 \times 0,15 \times 2,04 = 2,75 \text{ kN/m}$

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

Réaction du palier : $R_b = 28,80 \text{ kN/m}$

$$Q_u = (1,35 \times (2,75 + 2,62 + 28,80)) + (1,5 \times 2,50) = 39,79 \text{ kN/m}$$

$$Q_{ser} = 2,62 + 2,75 + 2,50 + 28,80 = 36,67 \text{ kN/m}$$

III.4.7.3 Calcul des sollicitations à l'E.L.U :

$$M_0 = \frac{Q_u \times l^2}{8} = \frac{39,79 \times 3,75^2}{8} = 69,94 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0,85M_0 = 59,45 \text{ kN.m}$$

$$M_a = 0,50M_0 = 34,97 \text{ kN.m}$$

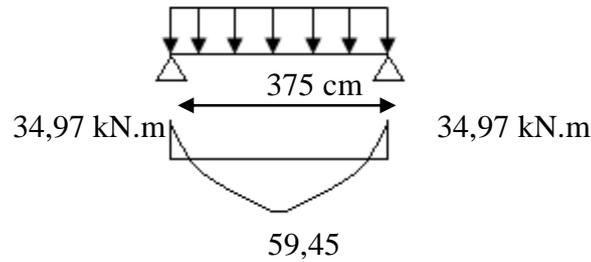


Figure III-13. Diagramme des moments que subit la poutre palière.

III.4.7.4 Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

On a : $b = 30 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$

- **En travée :**

Le moment ultime :

$$M_t = 59,45 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{59,45 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,20} = 0,042 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,975$

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{59,45 \times 10^3}{0,975 \times 31,5 \times 348} = 5,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 5T14 avec : $A_{adm} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- **Sur appuis :**

Le moment ultime :

$$M_a = 34,97 \text{ kN.m}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{34,97 \times 10^3}{30 \times 31,5^2 \times 14,20} = 0,024 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,985$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

La section d'acier :

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{34,97 \times 10^3}{0,985 \times 31,5 \times 348} = 3,24 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prend comme choix 4T12 avec : $A_{adm} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

III.4.7.5 Vérifications :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 31,5 \times 2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

$$A_{sa} = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{min} = 1,30 \text{ cm}^2 / \text{ml} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

III.4.7.5.1 Vérifications des contraintes à l'E.L.S :

$$Q_{ser} = 26,07 \text{ kN/m}$$

$$M_{tser} = 0,85 \times M_{ser} = 38,95 \text{ kN.m}$$

$$M_{ser} = 45,82 \text{ kN.m}$$

$$M_{aser} = 0,5 \times M_{ser} = 22,91 \text{ kN.m}$$

• En travée :

$$A_s = 7,70 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 115,5y - 3638,25 = 0 \rightarrow y = 12,19 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 12,19^3}{3} + (15 \times 7,7)(31,5 - 12,19)^2 \\ = 61200,35 \text{ cm}^4$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{38,95 \times 10^3}{61200,35} \times 12,19 = 7,75 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_b = 7,75 < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

- Sur appuis :

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

a) Détermination de la position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - 15A_s(d - y) = 15y^2 + 63,75y - 2135,7 = 0 \rightarrow y = 9,99 \text{ cm}$$

L'axe neutre se trouve à la fibre la plus comprimée.

b) Détermination du moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{30 \times 9,99^3}{3} + (15 \times 4,52)(31,5 - 9,99)^2 \\ &= 41339,73 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

c) Détermination de contrainte dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{22,91 \times 10^3}{41339,73} \times 9,99 = 5,53 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 5,53 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

d) Justification vis-à-vis de l'effort tranchant :

$$T_u = \frac{Ql}{2} = \frac{26,07 \times 3,75}{2} = 48,88 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \times 10 = \frac{48,88 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(0,13 \times 25 ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,51 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

III.4.7.6 Ferrailage des armatures transversales :

a) Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l\right\} = \min\{10 \text{ mm} ; 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

b) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d ; 35 \text{ cm}\} = \min\{31,50 \text{ cm} ; 35 \text{ cm}\}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\{15 \text{ cm} ; 10\Phi_l\} = \min\{15 \text{ cm} ; 10 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15\Phi_l \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm} ; \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm}$

c) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b_0} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,26 ; 0,4\} = 0,4 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,4 \times 30}{235} = 0,05 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,64 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 30 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,0016 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,05S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} : \\ A_t \geq 0,75 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

Donc on prend : $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ soit 4T8

d) L'ancrage des armatures tendues :

$$\tau_s = 0,6\psi^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit l_s :

$$l_s = \frac{\Phi_l f_e}{4\tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

On adopte une courbure égale à : $r = 5,5\Phi_l = 7,7 \text{ cm}$

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + r\right) = 36 - (3 + 0,7 + 7,7) = 24,60 \text{ cm}$$

$$L_1 = \frac{L_s - 2,19r - L_2}{1,87} = \frac{49,38 - 16,86 - 24,60}{1,87} = 4,23 \text{ cm}$$

e) Calcul de la flèche :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{375} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0,093 > 0,06 ; \text{Condition Vérifiée ;}$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t \text{ ser}}}{10 \times M_{0 \text{ ser}}} \Rightarrow \frac{35}{375} > \frac{38,95}{10 \times 45,82} \Rightarrow 0,093 \geq 0,085 ; \text{Condition Vérifiée ;}$$

Chapitre III : Ferrailage des éléments non structuraux

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq 4,2f_e \Leftrightarrow \frac{4,52}{30 \times 31,5} \leq 4,2 \times 400 \Leftrightarrow 0,0048 < 1680 ; \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc il est inutile de calculer la flèche.

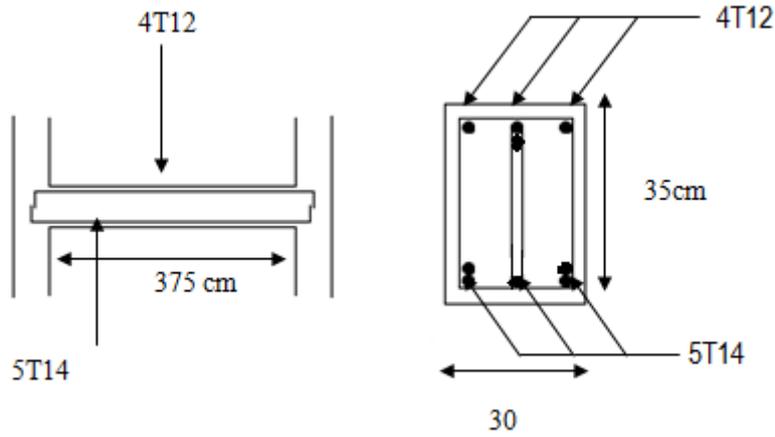


Figure III-14. Ferrailage de la poutre palière.

IV. CALCUL DES PLANCHERS

IV.1 Introduction :

Les planchers sont des surfaces planes limitant les étages et supportant les revêtements du sol, ils assurent principalement 2 fonctions :

- **La résistance** : ils doivent supporter leurs poids propre et les surcharges d'exploitations appliquées sur eux ;
- **L'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

La structure étudiée a 1 Types de planchers :

- **Planchers à corps creux** : qui est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton ; les poutrelles sont des poutres de section en T et disposées suivant la petite portée et elles travaillent dans une seule direction.

D'après le pré dimensionnement déjà fait on a un plancher à corps creux de 20 cm de hauteur dont :

Hauteur du corps creux = 25 cm

Épaisseur de la dalle de compression = 5 cm

IV.2 Calcul du plancher à corps creux :

IV.2.1 Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont disposés perpendiculairement au sens porteur et espacées de 65 cm et sur les quelles viennent s'appuyer l'hourdis sachant que :

- Hauteur du plancher : $h_t = 30\text{ cm}$
- Épaisseur de la nervure : $h_0 = 5\text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_0 = 12\text{ cm}$

Le calcul des poutrelles se fait en 2 phases (avant et après le coulage de la dalle de compression)

a) Calcul de la largeur de la poutrelle (b) :

Le calcul de la largeur (b) se fait à partir de la condition suivante : $b = 2b_1 + b_0$ (1)

On a : $L = 6,05\text{ m}$; $l_1 = 0,65\text{ m}$

$$b_1 = \frac{(b - b_0)}{2} = \min\left(b_1 \leq \frac{(l_1 - b_0)}{2} ; b_1 \leq \frac{L}{10} ; 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0\right)$$

$$= \min(b_1 \leq 26,5 \text{ cm} ; b_1 \leq 62 \text{ cm} ; 30 \text{ cm} \leq b_1 \leq 40 \text{ cm})$$

On prend : $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et d'après (1) on a : $b = 65 \text{ cm}$

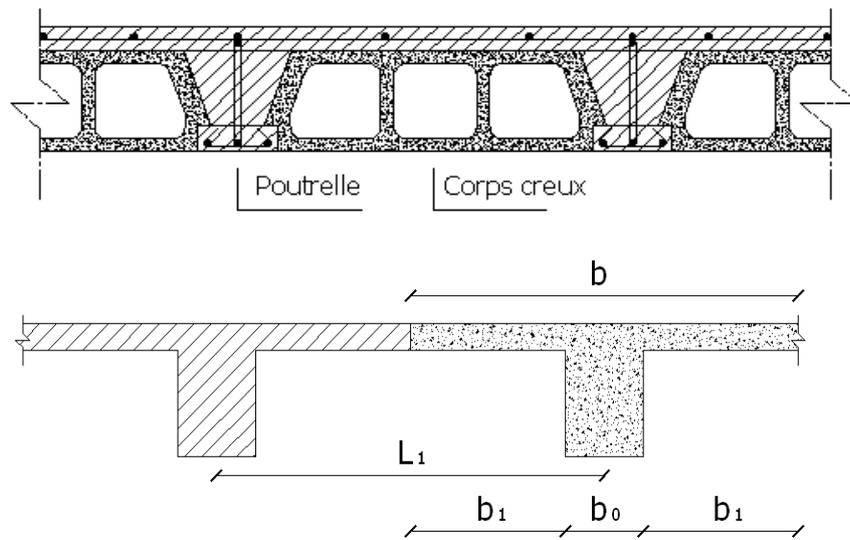


Figure IV-1 Dimensionnement de la poutrelle

IV.2.2 Méthode de calcul des poutrelles :

La méthode de Caquot est une méthode basée sur la méthode des trois moments dans laquelle on modifie les coefficients pour tenir compte de la variation d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne de la travée.

IV.2.2.1 Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot minorée est utilisée lorsque l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode consiste à appliquer la méthode de Caquot pour les planchers à charge d'exploitation élevée en multipliant la part des moments sur appui provenant des seules charges permanentes par un coefficient variant entre 1 et 2/3.

- **Domaine d'application de la méthode de Caquot :**

La méthode de Caquot s'applique essentiellement **aux planchers à charges d'exploitation élevées et susceptibles de variations rapides dans le temps et en position** et où G et Q vérifient :

$$Q > 2G \text{ ou } Q > 5 \text{ kN/m}^2$$

Elle s'applique également aux planchers à charge d'exploitation modérée si l'une des trois conditions complémentaires n'est pas remplie (Caquot minorée).

• **Principe de la méthode :**

La méthode de Caquot consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue. La poutre continue est assimilée, pour le calcul des moments sur appuis, à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié.

Dans ce schéma, il n'y a pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui étudié, ce qui n'est pas conforme aux hypothèses de la continuité.

La méthode de CAQUOT tient compte de cela en remplaçant les portées réelles par des portées fictives l' .

❖ **Moments sur appuis :** (Poutres à moments d'inertie égaux dans les différentes travées et non solidaires des poteaux)

Hypothèses :

Pour le calcul des moments sur appui M_a , on fait les hypothèses suivantes :

- Seules les charges sur les travées voisines de l'appui considéré sont prises en compte,
- On adopte des longueurs de portées fictives l' , telles que :

$l' = l \rightarrow$ pour les deux travées de rive,

$l' = 0.8l \rightarrow$ pour les travées intermédiaires.

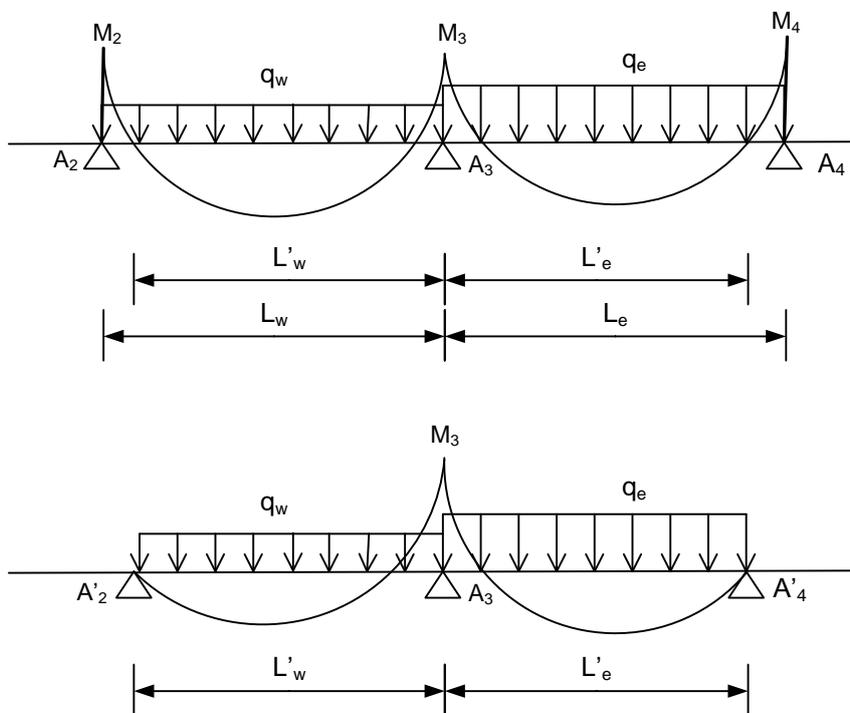


Figure IV-2 Longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaires)

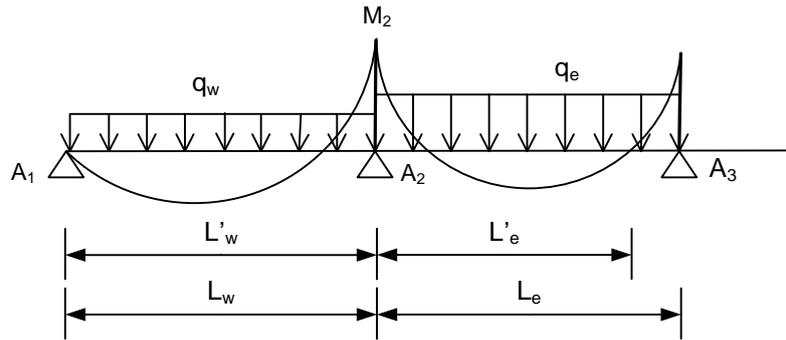


Figure IV-3 Schéma explicatif des longueurs réelles et longueurs fictives (travées intermédiaire et de rive)

- La formule de CAQUOT apporte des corrections à la méthode de continuité théorique pour atténuer les moments sur appuis : le coefficient 8 est remplacé par 8,5.

Pour le cas de charges réparties, les moments sur appui intermédiaire sont donnés par :

$$M_{appui} = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

❖ **Moments en travées :**

Pour les calculs des moments en travée M_i on considère la longueur des portées réelles l (et non pas l').

• **Rappels de RDM :**

Pour une travée quelconque $A_{i-1}A_i$ de longueur L_i d'une poutre continue, soumise à l'action d'un système de charges.

Posons :

$$M_w = |M_{i-1}|$$

$$M_e = |M_i|$$

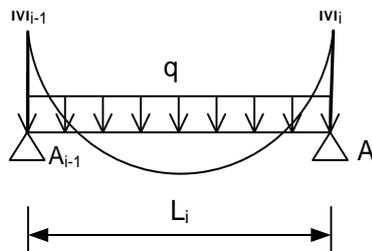


Figure IV-4. Schéma explicatif des moments sur une travée

L'équation du moment de flexion en travée (à une distance x) est donnée par :

$$M(x) = M_0(x) - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$$

$$M(x) = \frac{qL}{2} x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L} x$$

L'équation de l'effort tranchant dans la travée est donnée comme étant la dérivée de l'équation du moment de flexion :

$$V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL}{2} - qx + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

La résolution de l'équation $V(x) = 0$ permet de connaître l'abscisse d'effort tranchant nul et donc de moment fléchissant maximal en travée :

$$(V(x) = \frac{dM(x)}{dx} = \frac{qL}{2} - qx + \frac{(M_w - M_e)}{L} = 0) \Rightarrow (x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{ql})$$

$$M_{tmax} = \frac{qL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2qL^2}$$

❖ Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments sur appuis évalués par la méthode de CAQUOT.

- En A_{i-1} :

$$V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

- En A_i :

$$V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L}$$

Le cas de charge correspondant aux efforts tranchants maximums sur l'appui i se produit lorsque les deux travées adjacentes sont chargées et les autres déchargées.

• Méthode de CAQUOT minorée :

Dans le cas où la méthode forfaitaire ne peut pas être applicable et on a $Q < 2G$ ou $Q < 5 \text{ kN/m}^2$, on applique la méthode de CAQUOT en multipliant la part des moments sur appui **provenant des seules charges permanentes** par un coefficient variant entre 1 et 2/3.

(Généralement on fixe le coefficient multiplicateur par 2/3). On reprend la totalité de G en suite pour le calcul des moments en travée

IV.2.3 Calcul des poutrelles des planchers des étages courants :

IV.2.3.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

1- La charge d'exploitations $Q \leq \max\left(2 \times G; \frac{5 \text{ kN}}{\text{m}^2}\right)$

a) Plancher sous sol

$$Q = 0,65 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 12,96 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

b) Plancher RDC et 1^{ere} étage

$$Q = 0,65 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 12,96 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

c) Plancher étage courante

$$Q = 0,65 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 12,96 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

d) Plancher Terrasse

$$Q = 0,97 \text{ kN/m}^2 < 2 \times G = 10,02 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

2 - Poutrelle à inertie constante \rightarrow Condition Vérifiée.

3 - Le rapport $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

$$0,8 \leq \frac{4,25}{6,05} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 0,70 \leq 1,25 \rightarrow \text{condition Non Vérifiée.}$$

$$0,8 \leq \frac{3,40}{6,05} \leq 1,25 \rightarrow 0,8 \leq 0,56 \leq 1,25 \rightarrow \text{condition Non Vérifiée.}$$

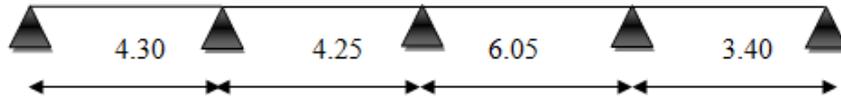
4- Fissuration considérée comme préjudiciable \rightarrow Condition Vérifiée.

- La 3^{eme} condition est Non Vérifiée donc on utilisé la méthode de Caquot minoré.
- La méthode est applicable sur tous les planchers.

IV.2.3.2 Types de poutrelles :

Notre construction comporte 2 types de poutrelles :

1. Type 1 :



2. Type 2 :

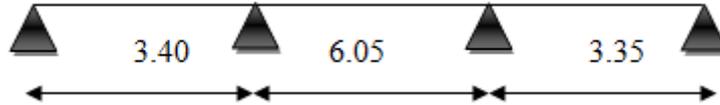


Figure IV-5. Schéma des poutrelles

IV.2.3.3 Calcul des sollicitations :

Niveau	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	b (m)	ELU (kN/ml) (1,35G+1,5Q)×b	ELS (kN/ml) (G+Q) ×b
Terrasse inacc	7,48	1	0,65	7,55	5,51
Étage courant	6,06	1,5	0,65	6,04	4,37
1er étage (service)+Rdc	6,06	4,00	0,65	8,49	6,00
Sous sol (parking)	6,06	2,5	0,65	7,76	5,57

IV.2.3.3.1 Calcul des sollicitations que subit la poutrelle de type 1 :

- Exemple de calcul :

a) Plancher RDC

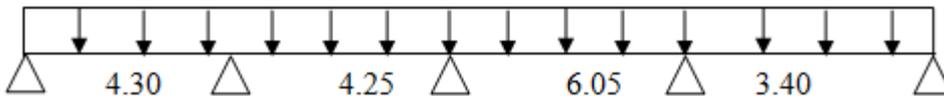


Figure IV-6. Schéma de la poutre continue type 1

NB : On minore G par un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments aux appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

C.à.d. $G' = 2/3G$ pour calcul les Moments sur appuis

• A L'E.L.U



Figure IV-7. Combinaisons ELU de la poutre continue type 1

- Calcul des charges uniformes

$$q_e = 1,35 G'$$

$$q_w = 1,35 G' + 1,5 Q$$

- Moments sur appuis

1^{ere} cas

• Travée ABC

$$q_w = 1,35 (2/3G) \times 0,65 = 3,55 \text{ kN/m}$$

$$q_e = 1,35 (2/3G) + 1,5Q \times 0,65 = 7,44 \text{ kN/m}$$

$$M_{0AB} = Q_w \cdot L^2 / 8 = 8,20 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_e \cdot L^2 / 8 = 10,75 \text{ kN.m}$$

On a : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = - \left(\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8,5(L_w' + L_e')} \right)$$

$$M_B = - \left(\frac{3,55 \times 4,30^3 + 7,44 \times 3,40^3}{8,5(4,30 + 3,40)} \right)$$

$$M_B = -8,78 \text{ kN.m}$$

• Travée B'C'D

$$M_{0B'C'} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,12 \text{ kN.m}$$

$$M_{0C'D} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 21,78 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{B'} = M_D = 0$

$$M_{C'} = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

$$M_{C'} = - \left(\frac{3,55 \times 3,40^3 + 7,44 \times 4,84^3}{8.5(3,40 + 4,84)} \right)$$

$$M_{C'} = -14,03 \text{ kN.m}$$

• Travée C'D'E

$$M_{0C'D'} = Q_w.L^2/8 = 10,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{0D'E} = Q_e.L^2/8 = 2,06 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{C'} = M_E = 0$

$$M_{D'} = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

$$M_{D'} = - \left(\frac{3,55 \times 4,84^3 + 7,44 \times 3,40^3}{8.5(4,84 + 3,40)} \right)$$

$$M_{D'} = -9,92 \text{ kN.m}$$

2eme cas

• Travée ABC

$$q_w = 1,35 (2/3G) \times 0,65 = 7,44 \text{ kN/m}$$

$$q_e = 1,35 (2/3G) + 1,5Q \times 0,65 = 3,55 \text{ kN/m}$$

$$M_{0AB} = Q_w.L^2/8 = 17,19 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_e.L^2/8 = 5,12 \text{ kN.m}$$

On a : $M_A = M_C = 0$

$$M_B = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

$$M_B = - \left(\frac{7,44 \times 4,30^3 + 3,55 \times 3,40^3}{8.5(4,30 + 3,40)} \right)$$

$$M_B = -11,17 \text{ kN.m}$$

• Travée B'C'D

$$M_{0B'C'} = Q_w \cdot L^2 / 8 = 10,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{0C'D} = Q_e \cdot L^2 / 8 = 10,39 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{B'} = M_D = 0$

$$M_{C'} = - \left(\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} \right)$$

$$M_{C'} = - \left(\frac{7,44 \times 3,40^3 + 3,55 \times 4,84^3}{8.5(3,40 + 4,84)} \right)$$

$$M_{C'} = -9,92 \text{ kN.m}$$

• Travée C'D'E

$$M_{0C'D} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 21,75 \text{ kN.m}$$

$$M_{0D'E} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 5,12 \text{ kN.m}$$

On a : $M_{C'} = M_E = 0$

$$M_{D'} = - \left(\frac{q_w L_w'^3 + q_e L_e'^3}{8.5(L_w' + L_e')} \right)$$

$$M_{D'} = - \left(\frac{7,44 \times 4,84^3 + 3,55 \times 3,40^3}{8.5(4,84 + 3,40)} \right)$$

$$M_{D'} = -14,03 \text{ kN.m}$$

- *Moments sur travées*

Remarque

$M_a = 0.2 M_0$ pour appui de rive.

1^{ere} cas

• Travée AB

$$q_e = 5,32 \text{ kN/m}$$

$$q_w = 1,35 G \times 0,65 = 5,32 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = \frac{L}{2} + \frac{(1,21 - 6,32)}{5,32 \times 4,30} = 1,84 \text{ m}$$

$$M_{AB} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{AB} = \frac{5,32 \times 4,30}{2} 1,84 - \frac{5,32 \times 1,84^2}{2} - 1,64 + \frac{(1,21 - 6,32)}{4,30} 1,84$$

$$M_{AB} = 7,35 \text{ kN.m}$$

- **Travée BC**

$$q_e = 1,35 G \times 1,5 Q \times 0,65 = 9,21 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 1,98 \text{ m}$$

$$M_{BC} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{BC} = \frac{9,21 \times 3,40}{2} 1,98 - \frac{9,21 \times 1,98^2}{2} - 6,32 + \frac{(6,32 - 0)}{4,30} 1,98$$

$$M_{BC} = 9,28 \text{ kN.m}$$

- **Travée B'C'**

$$q_w = 5,32 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 0,92 \text{ m}$$

$$M_{B'C'} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{B'C'} = \frac{5,32 \times 3,40}{2} 0,92 - \frac{5,32 \times 0,92^2}{2} - 0 + \frac{(0 - 14,03)}{3,40} 0,92$$

$$M_{B'C'} = 2,28 \text{ kN.m}$$

- **Travée C'D**

$$q_e = 9,21 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 2,73 \text{ m}$$

$$M_{C'D} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{C'D} = 20,40 \text{ kN.m}$$

• Travée C'D'

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 2,03 \text{ m}$$

$$M_{\hat{C}D'} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{C'D'} = 11,01 \text{ kN.m}$$

• Travée D'E

$$q_w = 9,21 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 1,95$$

$$M_{\hat{D}E} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{D'E} = 7,55 \text{ kN.m}$$

2^{eme} cas

• Travée AB

$$q_w = 9,21 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 1,95$$

$$M_{AB} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{AB} = \frac{9,21 \times 4,30}{2} \times 1,95 - \frac{9,21 \times 1,95^2}{2} - 2,41 + \frac{(2,41 - 7,91)}{4,30} \times 1,95$$

$$M_{AB} = 14,16 \text{ kN.m}$$

• Travée BC

$$q_e = 5,32 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 2,31$$

$$M_{BC} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{BC} = \frac{5,32 \times 4,30}{2} \times 2,31 - \frac{5,32 \times 2,31^2}{2} - 7,91 + \frac{(7,91 - 2,29)}{4,30} \times 2,31$$

$$M_{BC} = 3,11 \text{ kN.m}$$

- Travée B'C'

$$q_{w=} = 9,21 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 1,38 \text{ m}$$

$$M_{\hat{B}C} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{B'C} = 8,82 \text{ kN.m}$$

- Travée C'D

$$q_{e=} = 5,32 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 2,80 \text{ m}$$

$$M_{\hat{C}D} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{C'D} = 11 \text{ kN.m}$$

- Travée C'D'

$$q_{w=} = 9,21 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 2,11 \text{ m}$$

$$M_{\hat{C}D'} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{C'D} = 20,41 \text{ kN.m}$$

- Travée D'E

$$q_{e=} = 5,32 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 2,42 \text{ m}$$

$$M_{\hat{D}E} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{D'E} = 1,53 \text{ kN.m}$$

- *Efforts tranchants*

$$\begin{cases} V_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} \\ V_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{L} \end{cases}$$

$$q = 1,35 G + 1,5 Q \times 0,65 = 9,21 \text{ kN.m}$$

• **Travée AB**

$$V_w = 18,14 \text{ kN}$$

$$V_e = - 21,46 \text{ kN}$$

• **Travée BC**

$$V_w = 14,10 \text{ kN}$$

$$V_e = - 17,19 \text{ kN}$$

• **Travée CD**

$$V_w = 23,12 \text{ kN}$$

$$V_e = - 21,44 \text{ kN}$$

• **Travée DE**

$$V_w = 18,01 \text{ kN}$$

$$V_e = - 21,59 \text{ kN}$$

2^{eme} Type

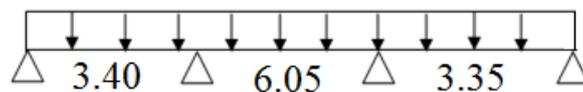


Figure IV-8. Schéma de la poutre continue type 2

NB : On minore G par un coefficient de 2/3 uniquement pour le calcul des moments aux appuis puis on reprend la totalité de G pour le calcul des moments en travées.

C.à.d. $G' = 2/3G$ pour calcul les Moments sur appuis

• A E.L.S

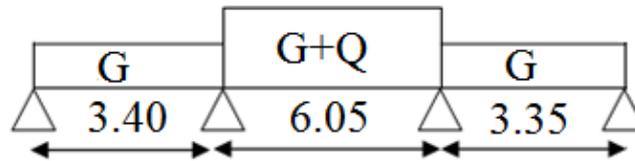


Figure IV-9. Combinaisons ELS de la poutre continue type 2

- *Moments sur appuis*

1^{ere} cas

• Travée ABC

$$q_w = (2/3G) \times 0,65 = 2,62 \text{ kN/m}$$

$$q_e = (2/3G) + Q \times 0,65 = 5,22 \text{ kN/m}$$

$$M_{0AB} = Q_w \cdot L^2 / 8 = 3,79 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_e \cdot L^2 / 8 = 15,28 \text{ kN.m}$$

On a: $M_A = M_C = 0$

$$M_B = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right)$$

$$M_B = - \left(\frac{2,62 \times 3,40^3 + 5,22 \times 4,84^3}{8,5(3,40 + 4,84)} \right)$$

$$M_B = -9,92 \text{ kN.m}$$

• Travée B'C'D

$$M_{0B'C'} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 7,67 \text{ kN.m}$$

$$M_{0C'D} = Q_t \cdot L^2 / 8 = 7,32 \text{ kN.m}$$

On a: $M_{B'} = M_D = 0$

$$M_{C'} = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8,5(L'_w + L'_e)} \right)$$

$$M_{C'} = - \left(\frac{2,62 \times 4,84^3 + 5,22 \times 3,35^3}{8,5(4,84 + 3,35)} \right)$$

$$M_{C'} = -7,08 \text{ kN.m}$$

2^{eme} cas

• Travée ABC

$$q_w = (2/3G) \times 0,65 = 2,62 \text{ kN/m}$$

$$q_e = (2/3G) + Q \times 0,65 = 5,22 \text{ kN/m}$$

$$M_{0AB} = Q_w \cdot L^2 / 8 = 7,54 \text{ kN.m}$$

$$M_{0BC} = Q_e \cdot L^2 / 8 = 7,67 \text{ kN.m}$$

On a: $M_A = M_C = 0$

$$M_B = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

$$M_B = - \left(\frac{5,22 \times 3,40^3 + 2,62 \times 4,84^3}{8.5(3,40 + 4,84)} \right)$$

$$M_B = -7,17 \text{ kN.m}$$

• Travée B'C'D

$$M_{0B'C'} = Q_w \cdot L^2 / 8 = 15,28 \text{ kN.m}$$

$$M_{0C'D} = Q_e \cdot L^2 / 8 = 3,78 \text{ kN.m}$$

On a: $M_{B'} = M_D = 0$

$$M_{C'} = - \left(\frac{q_w L'_w{}^3 + q_e L'_e{}^3}{8.5(L'_w + L'_e)} \right)$$

$$M_{C'} = - \left(\frac{5,22 \times 4,84^3 + 2,62 \times 3,35^3}{8.5(4,84 + 3,35)} \right)$$

$$M_{C'} = -9,91 \text{ kN/m}$$

- *Les Moments sur travées*

Remarque

$$M_a = 0.2 M_0 \quad \text{pour appui de rive}$$

1^{ere} cas

• Travée AB

$$q_w = 3,93 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 1,02 \text{ m}$$

$$M_{AB} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{AB} = 1,29 \text{ kN.m}$$

- **Travée BC**

$$q_e = 6,54 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 2,73 \text{ m}$$

$$M_{BC} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{BC} = 17,25 \text{ kN.m}$$

- **Travée CD**

$$q_e = 3,93 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 1,93 \text{ m}$$

$$M_{CD} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{CD} = 5,11 \text{ kN.m}$$

2^{eme} cas

- **Travée AB**

$$q_w = 6,54 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 1,45 \text{ m}$$

$$M_{AB} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{AB} = 5,33 \text{ kN.m}$$

- **Travée BC**

$$q_e = 3,93 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 2,11 \text{ m}$$

$$M_{BC} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{BC} = 14,52 \text{ kN.m}$$

• Travée CD

$$q_e = 6,54 \text{ kN/m}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{(M_w - M_e)}{qL} \rightarrow x = 2,37 \text{ m}$$

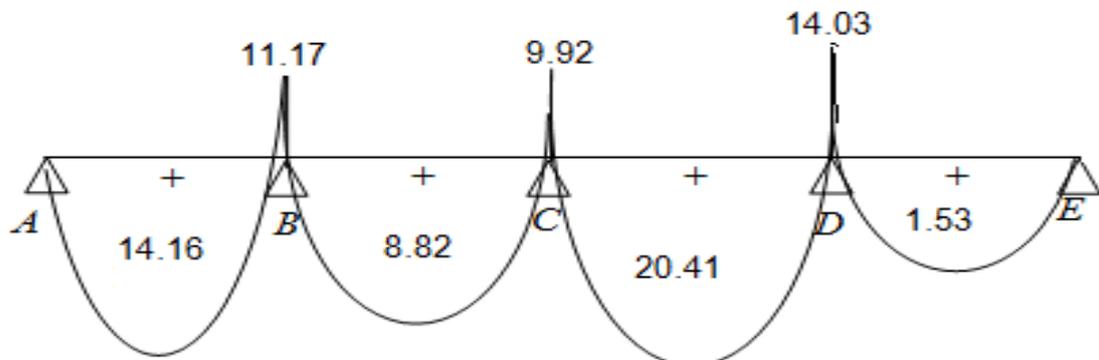
$$M_{CD} = \frac{qL}{2}x - \frac{qx^2}{2} - M_w + \frac{(M_w - M_e)}{L}x$$

$$M_{CD} = 1,16 \text{ kN.m}$$

Les diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants :

• Moment fléchissant

TYPE 01



TYPE 02

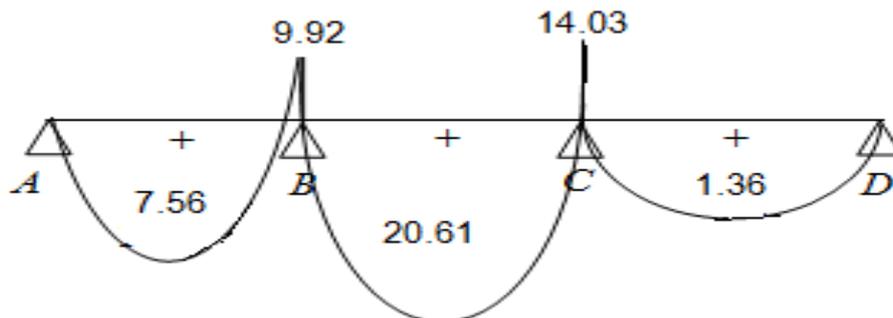
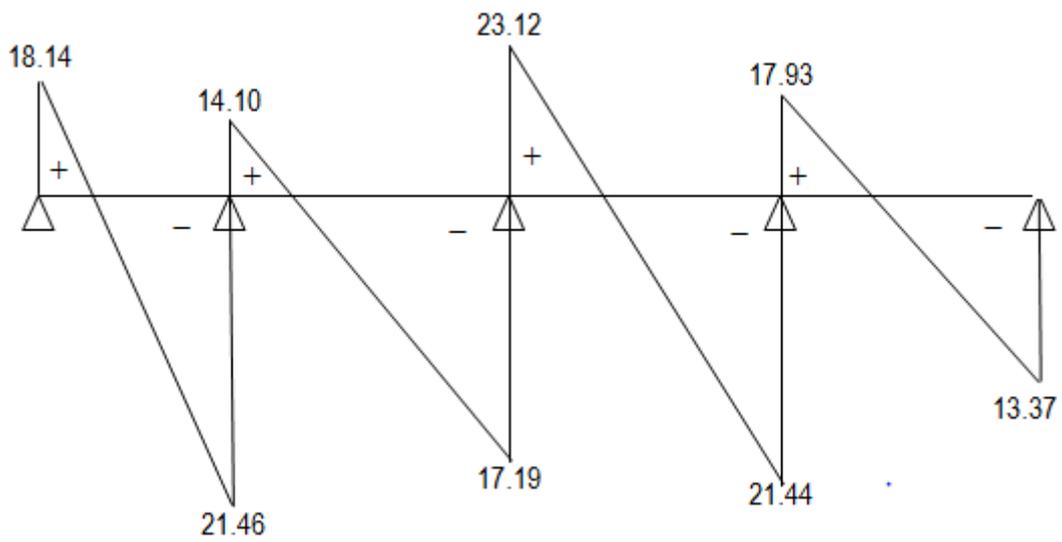


Figure IV-10. Diagrammes des moments fléchissant à l'E.L.U.

- Effort tranchant :

TYPE 01



TYPE 02

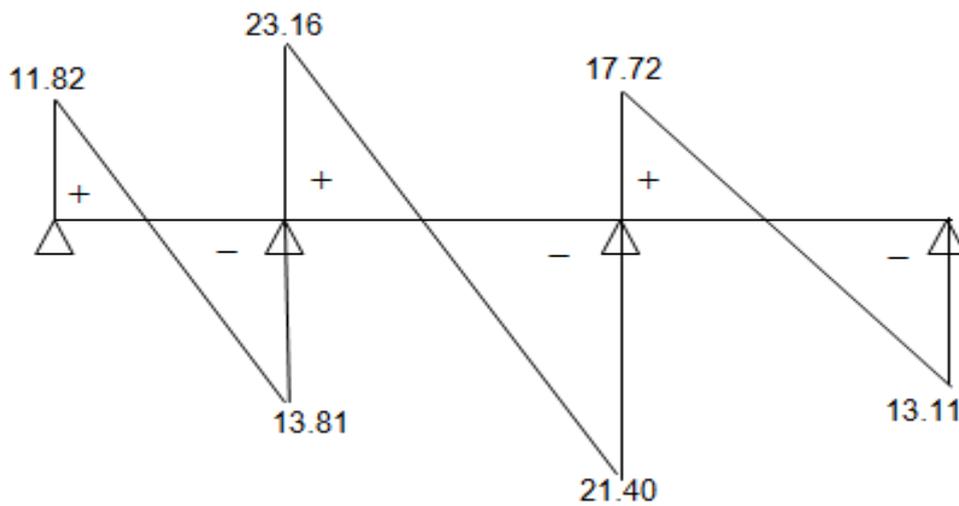


Figure IV-11. Diagrammes des efforts tranchants à l'E.L.U.

Chapitre IV : Calcul des Planchers

Pour le plancher sous sol et étage courant et la terrasse les mêmes étapes de calcul définies précédemment a (E.L.U + E.L.S):

Tableau IV-1. Récapitulatifs des résultats des M et T des poutrelles

NIVEAU	TYPE	E.L.U			E.L.S	
		Mt (kN.m)	Ma (kN.m)	T kN	Mt (kN.m)	Ma (kN.m)
Sous sol	01	17.26	11.67	19.20	12.10	8.36
	02	17.24	11.67	19.30	12.40	8.84
RDC ET 1 ^{er} étage	01	20.41	14.03	23.12	14.58	9.92
	02	20.61	14.03	23.16	14.10	9.92
Étage courant	01	15.14	10.08	16.89	10.98	7.29
	02	15.14	10.08	16.89	10.98	7.29
Terrasse inaccessible	01	16.87	11.12	18.46	12.34	8.11
	02	16.87	11.07	18.40	12.34	8.11

- Valeurs maximales :

E.L.U

$$\begin{cases} M_{t \max} = 20,61 \text{ kN.m} \\ M_{a \max} = 14,03 \text{ kN.m} \\ T_{\max} = 23,16 \text{ kN} \end{cases}$$

E.L.S

$$\begin{cases} M_{t \max} = 14,85 \text{ kN.m} \\ M_{a \max} = 9,92 \text{ kN.m} \end{cases}$$

IV.2.3.4 Calcul du ferrailage :

Les moments max en travée tendent à comprimer les fibres supérieures et à tendre les fibres inférieures, de ce fait les armatures longitudinales seront disposées en bas pour reprendre l'effort de traction. Pour le calcul du ferrailage des poutrelles, on prend le cas le plus défavorable.

Chapitre IV : Calcul des Planchers

Les poutrelles sont des sections en T comme le montre le schéma suivant :

Donnée :

- Largeur de la poutrelle (table) : $b = 65 \text{ cm}$;
- Largeur de la poutrelle (nervure) : $b_0 = 12 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (table) : $h_0 = 5 \text{ cm}$;
- La hauteur de la poutrelle (nervure) : $h_t = 30 \text{ cm}$;
- Hauteur utile : $d = 0,9h_t = 21,6 \text{ cm}$;
- $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

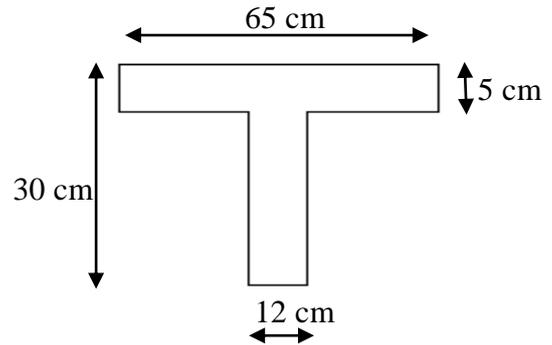


Figure IV-12. Géométrie de la poutrelle

IV.2.3.4.1 Calcul des armatures longitudinales :

- *En travée :*

On doit calculer le moment d'équilibre de la table M_t , pour déterminer la position de l'axe neutre.

$$M_t = b \times h_0 \times f_{bc} \times \left(\frac{d - h_0}{2} \right) = 65 \times 5 \times 14,17 \times \left(\frac{27,0 - 5}{2} \right) \times 10^{-3} \\ = 50,65 \text{ kN.m}$$

$$M_{t \max} = 20,61 \text{ kN.m} < M_t = 50,65 \text{ kN.m}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire de dimension $(b \times h_t) = (65 \times 30) \text{ cm}^2$ soumise à :

$$M_{t \max} = 20,61 \text{ kN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{t \max}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{20,61 \times 10^3}{65 \times 27^2 \times 14,17} = 0,0306 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,0306 \rightarrow \beta = 0,985 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_{t \max}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{20,61 \times 10^3}{0,985 \times 27 \times 348} = 2,22 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T_é) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_2 \times f_e}$$

Avec :

$$\begin{aligned} V_2 &= \frac{\left(b \times h_0 \times \left(h - \frac{h_0}{2}\right)\right) + \left(b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2}\right)\right)}{(b \times h_0) + (b_0 \times (h - h_0))} \\ &= \frac{\left(65 \times 5 \times \left(30 - \frac{5}{2}\right)\right) + \left(12 \times (30 - 5) \times \left(\frac{30-5}{2}\right)\right)}{(65 \times 5) + (12 \times (30 - 5))} \\ &= 20,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$V_1 = h_t - V_2 = 30 - 20,3 = 9,7 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I &= \frac{bV_1^3 - ((b-b_0) \times (V_1 - h_0)^3)}{3} + \frac{b_0 \times (h - V_1)^3}{3} = \frac{(65 \times 9,7^3) - ((65-12) \times (9,7-5)^3)}{3} + \frac{12 \times (30-9,7)^3}{3} \\ &= 17940,37 + 33461,708 = 1402,07 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$A_{min} = \frac{1402,07 \times 2,10}{0,81 \times 30 \times 20,3 \times 400} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 2,22 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0,54 \text{ cm}^2$; Condition Vérifiée

On prend : 2T10+1T12 ; $A_s = 2,70 \text{ cm}^2$

1) Sur appui (armatures supérieurs) :

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{14,03 \times 10^3}{12 \times 27^2 \times 14,17} = 0,113 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,113 \rightarrow \beta = 0,939$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{14,03 \times 10^3}{0,939 \times 27 \times 348} = 1,59 \text{ cm}^2$$

- Condition de non fragilité (section en T_é) :

$$A_{min} = \frac{I \times f_{t28}}{0,81 \times h_t \times V_1 \times f_e} = \frac{1402,07 \times 2,10}{0,81 \times 30 \times 9,7 \times 400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Donc : $A_{s \text{ cal}} = 1,59 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,14 \text{ cm}^2$; Condition Vérifiée

On prend : 2T12 ; $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$

IV.2.3.4.2 Vérification à l'E.L.S :

a) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + \eta A'(y - c') - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 32,5y^2 + 40,5y - 1093,5 = 0$$

$$\rightarrow y = 5,21 \text{ cm}$$

b) Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 = \frac{65 \times 5,21^3}{3} + (15 \times 2,70 \times (27 - 5,21)^2) \\ = 19342,44 \text{ cm}^4$$

c) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{14,85 \times 10^3}{19342,44} \times 5,21 = 3,99 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 3,99 \text{ MPa} < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

d) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{23,16 \times 10^3}{120 \times 270} = 0,71 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\overline{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

IV.2.3.4.3 Les armatures transversales A_t :

D'après le B.A.E.L 99 (A.5.1.23), on a :

$$\Phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \Phi_L\right) = \min(8,57 ; 12 ; 10) ; \text{On trouve } \Phi_t = 8,57 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_t = 8 \text{ mm}$

a) Calcul des espacements :

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(24,3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

b) La section des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq \frac{\left(\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) \right) - (0,3k \times f_{tj})}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad (1)$$

$$k = 1 ; f_{tj} = 2,1 \text{ MPa} ; \alpha = 90^\circ \rightarrow \sin \alpha + \cos \alpha = 1 ; f_e = 235 \text{ MPa} ; \gamma_s = 1,15$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{b_0 d}$$

On calcul la valeur de l'effort tranchant $T_u \left(\frac{h}{2} \right)$ par la méthode des triangles semblables.

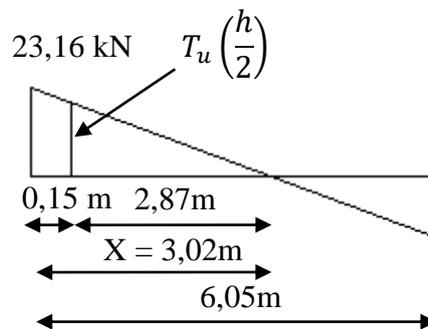


Figure IV-13. Effort tranchant par la méthode des triangles semblables

$$\frac{T_{max}}{X} = \frac{T_u \left(\frac{h}{2} \right)}{X - \frac{h}{2}} \Rightarrow T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{T_{max} \times \left[X - \left(\frac{h}{2} \right) \right]}{X}$$

On calcul la distance « X » :

$$X = \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{q \times L} = \frac{6,05}{2} + \frac{14,03 - 14,03}{6,54 \times 6,05} = 3,02 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0,30}{2} = 0,15 \text{ m}$$

$$T_u \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{23,16 \times (3,02 - 0,15)}{3,02} = 22,00 \text{ kN}$$

$$\tau_u \times \left(\frac{h}{2} \right) = \frac{22,00 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,270} = 0,67 \text{ MPa}$$

D'après (1) :

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \right)_{cal} \geq \frac{(0,67 - (0,3 \times 2,1)) \times 12 \times 1,15}{0,9 \times 235} = - 2,60 \times 10^{-3} \text{ cm} \quad (2)$$

c) Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u \times \left(\frac{h}{2}\right)}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right)$$

$$\Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq \max(0,33 \text{ MPa} ; 0,4 \text{ MPa}) \Leftrightarrow \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ MPa}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times b_0}{f_e} \Leftrightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq \frac{0,4 \times 12}{235} = \mathbf{0,02 \text{ cm}} \quad (3)$$

On prend le max entre (2) et (3) $\Leftrightarrow \left(\frac{A_t}{S_t}\right)_{\min} \geq 0,02$, on prend $S_t = 15 \text{ cm}$

On trouve : $A_t \geq 0,02 \times 10 = 0,2 \text{ cm}^2 \Leftrightarrow \begin{cases} 2\Phi 8 = 1 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

- Espacement dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min(10\Phi_t ; 15 \text{ cm}) = \min(10 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}) = 5 \text{ cm}$$

- Espacement dans la zone courante :

$$S_t \leq 15 \text{ cm} ; \text{ On prend } S_t = 10 \text{ cm}$$

d) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$F_u = \frac{M_{appui}}{z} = \frac{M_{appui}}{0,9d} = \frac{14,03}{0,9 \times 27 \times 10^{-2}} = 57,73 \text{ kN}$$

$$F_u = 57,73 \text{ kN} > T_u = 23,16 \text{ kN} ;$$

Les armatures longitudinales inférieures ne sont pas soumises à un effort de traction.

e) Compression de la bielle d'about :

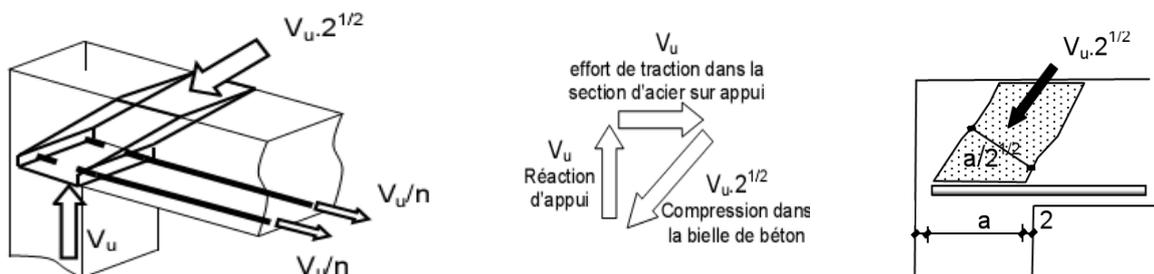


Figure IV-14. Schéma de la bielle d'about

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ; \text{ Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab_0}{\sqrt{2}} \end{cases} \Leftrightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab_0}$$

Où :

a : La longueur d'appui de la biellette.

$$\text{On doit avoir : } \overline{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la biellette est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \overline{\sigma}_b &\leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab_0} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow a \geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b_0 \times f_{c28}} \\ &\Rightarrow a \geq \frac{2 \times 23,16 \times 1,5}{0,8 \times 12 \times 25 \times 10} = 0,028 \text{ m} = 2,80 \text{ cm} \end{aligned}$$

$a = \min(a'; 0,9d)$; $a' = c - c' - 2$; c' : L'enrobage.

$$= 2 \text{ cm} ; c = 50 \text{ cm}$$

$$a' = 45 - 2 - 2 = 46 \text{ cm}$$

a' : La largeur d'appui ;

$$a = \min(46 \text{ cm} ; 24,3 \text{ cm}) = 24,3 \text{ cm} ;$$

c : La largeur de l'appui du poteau ;

$$a > 2,10 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

f) Entraînement des armatures :

f.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \overline{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 23,16kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n = 3 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi \Phi = \pi \times 1 = 3,14 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{23,16 \times 10^3}{24,3 \times 3,14 \times 3 \times 10^2} = 1,01 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,01 \text{ MPa} < \overline{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée.}$$

f.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2,83} = 35,33 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » :

$$r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1 = 5,5 \text{ cm}$$

f.3) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Leftrightarrow \frac{30}{605} = 0,049 \geq 0,044 ; \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{ser}}{15 \times M_{0,ser}} \Leftrightarrow \frac{30}{605} = 0,049 > \frac{14,85}{15 \times 29,92} = 0,033 ; \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,26}{12 \times 27} = 0,0069 \leq \frac{3,60}{400} = 0,009 ; \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

IV.2.3.5 Dessin de ferrailage de la poutrelle :

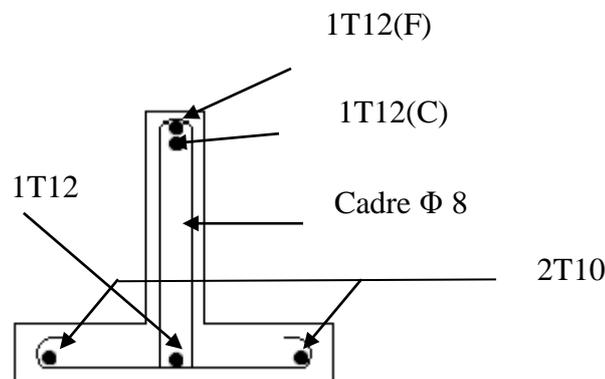


Figure IV-15. Schéma de ferrailage de poutrelle d'étage courant

IV.2.3.6 Calcul du ferrailage de la dalle de compression :

Ce calcul est valable pour tous les planchers à corps creux de la construction, la dalle doit avoir une épaisseur minimale de 5 cm, elle est armée d'un quadrillage de barres en treillis soudés, les dimensions de la maille ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 par mètre) pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles :
- 33 cm (3 par mètre) pour les armatures parallèle aux poutrelles.

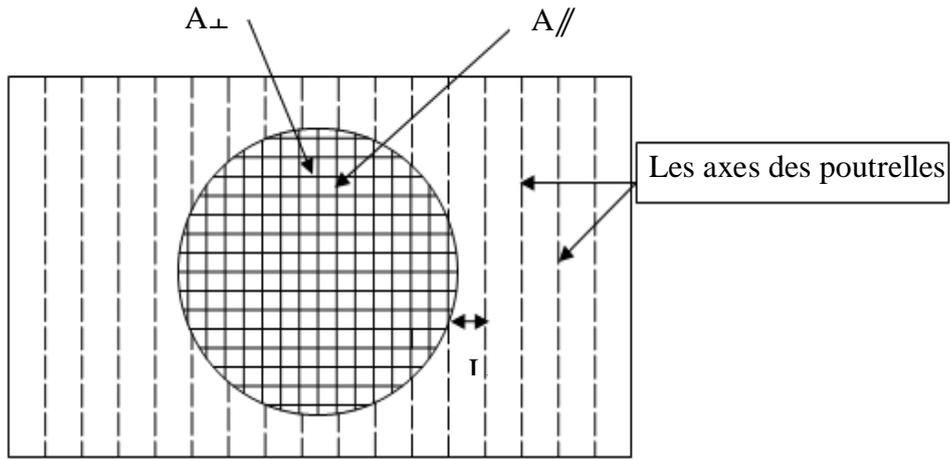


Figure IV-16. Ferrailage de la dalle de compression

V. ETUDE SISMIQUE DE BÂTIMENT

V.1 Généralités sur les séismes :

Les tremblements de terre, sont très fréquents : chaque année sur la terre, il se produit en moyenne un million de séismes soit environ deux par minute. Certains sont violents et peuvent avoir des conséquences dramatiques. Beaucoup sont bénins et seulement perçu par des appareils d'enregistrement très perfectionnés. Tous sont des manifestations brutales de l'activité du globe.

Un tremblement de terre est caractérisé par des secousses plus ou moins violentes dont la durée ne dépasse pas quelques secondes ou quelques minutes. Les secousses violentes peuvent avoir pour conséquence non seulement la destruction ; mais aussi la déformation de voie de chemins de fer, l'apparition de fractures de sol...en quelques secondes des paysages peuvent être modifiés.

Lorsque les secousses se produisent sous la mer le long des côtes, elles propagent dans l'eau et provoquent des raz de marée. Les vagues peuvent atteindre une hauteur de plusieurs dizaines de mètres.

Tous les séismes ont pour origine une rupture brutale de roches se produisant dans un endroit situé entre 01 et 700 Km de profondeur appelé foyer du séisme (donc assez superficiellement par rapport au rayon de la terre). La rupture brutale donne naissance à des vibrations, autrement dit, à des ondes sismiques, celles-ci se propagent sous forme de sphère concentriques comparables aux rides qui naissent à la surface de l'eau de la terre est d'autant plus court que la distance parcourue est plus petite.

On peut mesurer l'intensité d'un séisme en évaluant les dégâts causés aux habitations humaines. L'échelle la plus récente dite M.S.K comporté 12 degrés.

Il est difficile de les prévoir mais on peut diminuer les risques humains en évitant de construire dans les régions réputées dangereuses. Des règles de construction ont été mises au point, préconisant l'usage de matériaux dotés d'une certaine élasticité : béton armé et acier.

Cependant ces normes antisismiques ne sont pas adoptées partout (souvent pour des raisons économiques), d'où les récents séismes meurtriers, comme celui de Boumerdes le 21 mai 2003.

V.2 Introduction :

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.3 Calcul sismique :

C'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure. On distingue essentiellement deux méthodes d'analyse :

V.3.1 Analyse statique équivalente :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

V.3.2 Analyse Modale Spectrale :

Peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. On utilise directement les spectres de dimensionnement puisque ce sont surtout les maxima des réponses qui intéressent le concepteur et non la variation temporelle. Elle permet de simplifier les calculs. On procède alors à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure.

V.4 Méthode du calcul :

Pour l'évaluation des forces sismiques, on utilise le logiciel « SAP2000V14.2.2)» qui contient différentes méthodes de calcul sismique (Réponse Spectrum Fonction; Time History Fonction...). Pour notre cas, on a choisie « Réponse Spectrum Fonction» qui est basée sur la méthode dynamique modale spectrale, la méthode prend en compte la réponse de la structure suivant les modes déterminés en se basant sur les hypothèses suivantes:

- Masse supposée concentrée au niveau des nœuds principaux (nœud maître).
- Seuls les déplacements horizontaux sont pris en compte.
- Les planchers et les fondations sont considérés rigides dans leur plan.

- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation massique soit au moins égale à 90%.

V.4.1 Conditions à vérifier :

Dans cette étude dynamique on doit s'assurer que :

- 1) la période dynamique T_{dyn} ne doit pas être supérieur à la majoration de 30% de la période statique fondamentale T_{sta} :

$$T_{dyn} < 1.3 T_{sta}$$

- 2) la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente :

$$V_{dx} > 80\% V_{st}$$

$$V_{dy} > 80\% V_{st}$$

- 3) les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \overline{\delta}_k \text{ avec : } \delta_k = R \delta_{ek}$$

- **R** : Coefficient de comportement
- δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)
- $\overline{\delta}_k$: Déplacement admissible (égale à 1% h_e)

- 4) le facteur de participation massique dépasse 90 % ; $\sum \overline{\alpha}_i \geq 90\%$:

$$\overline{\alpha}_i = \frac{\left(\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki} \right)^2}{\sum_{K=1}^n W_K \Phi_{Ki}^2} \times \frac{1}{\sum_{K=1}^n W_K}$$

Le logiciel SAP2000V14.2.2 peut déterminer directement les valeurs des coefficients de participation massiques.

V.5 Méthode d'analyse modale spectrale :

V.5.1 Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de rechercher, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets qu'engendrent les forces sismiques dans la structure, représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets seront combinés pour avoir la réponse de la structure.

La méthode la plus couramment employée pour le calcul dynamique des structures sont basées sur l'utilisation de spectre de réponse.

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Pour la détermination de la fonction du spectre de réponse, on utilise le programme « spectre RPA » qui permet de donner les valeurs du spectre de réponse en fonction des périodes.

V.5.2 Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représenté par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1}\right) \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

V.5.3 Calcul de la force sismique totale

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée Successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule 4.1 des RPA99/Version 2003 :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

Chapitre V : Etude sismique de bâtiment

- **A** : Le coefficient d'accélération de zone A est donné par le tableau (4.1) du RPA en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. Dans notre cas nous avons une structure située en Zone (I) avec un groupe d'usage 2

$$\text{Donc } A = 0.10$$

- **D** : Le Facteur d'amplification dynamique moyenne D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases}$$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2) du RPA 2003.

$$\xi = 7 \%$$

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

T : La valeur de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 32,98 \text{ m}$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 32,98^{3/4} = 0,69 \text{ sec}$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associée la catégorie du sol :(Tableau 4.7)

Chapitre V : Etude sismique de bâtiment

On a un sol meuble \Rightarrow site 3 donc : $T_1 = 0.15 \text{ sec}$ et $T_2 = 0.5 \text{ sec}$

On a : $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \rightarrow 0.5 \leq 0,69 \leq 3$

$$\rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2.5 \times 0.77 \times \left(\frac{0.5}{0,69}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.79$$

Q : Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Tableau V-1 : Facteur de qualité

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0.05
2. Redondance en plan	0	0.05
3. Régularité en plan	0	0.05
4. Régularité en élévation	0	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0.10

$$Q = 1 + (0.00 + 0.05 + 0.00 + 0.05 + 0.00 + 0.10) = 1.20$$

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le (tableau 4.3) des RPA99/Version 2003 en fonction du système de contreventement.

$$R = 5$$

V.5.3.1 Le poids total de la structure :

Tableau V-2 Poids de la structure

Niveau	W (t)
Terrasse	334,60
7	329,91
6	329,91
5	329,91
4	329,91
3	329,91
2	329,91
1	603,24
RDC	603,24
Sous Sol	449,20
POIDS TOTAL	3969,74

V.5.3.2 Vérification des forces sismiques :

On doit vérifier la condition suivante :

$$(V_d > 80\% V_{st})$$

D'où :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = \frac{0.10 \times 1.79 \times 1.20 \times 3969,74}{5} = 170,70t$$

Et V_d sont les valeurs de la force sismique obtenue après l'analyse dynamique de SAP2000V14.2.2 :

Tableau V-3. Valeurs de la force sismique totale

	V _{dx} (t)	V _{dy} (t)
Forces sismiques	2466,702	2986,65

$$V_{dx} = 2466,702t > 80 \% V_{st} = 136,56t \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$V_{dy} = 2986,65t > 80 \% V_{st} = 136,56t \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

V5.2. Vérification de la période fondamentale :

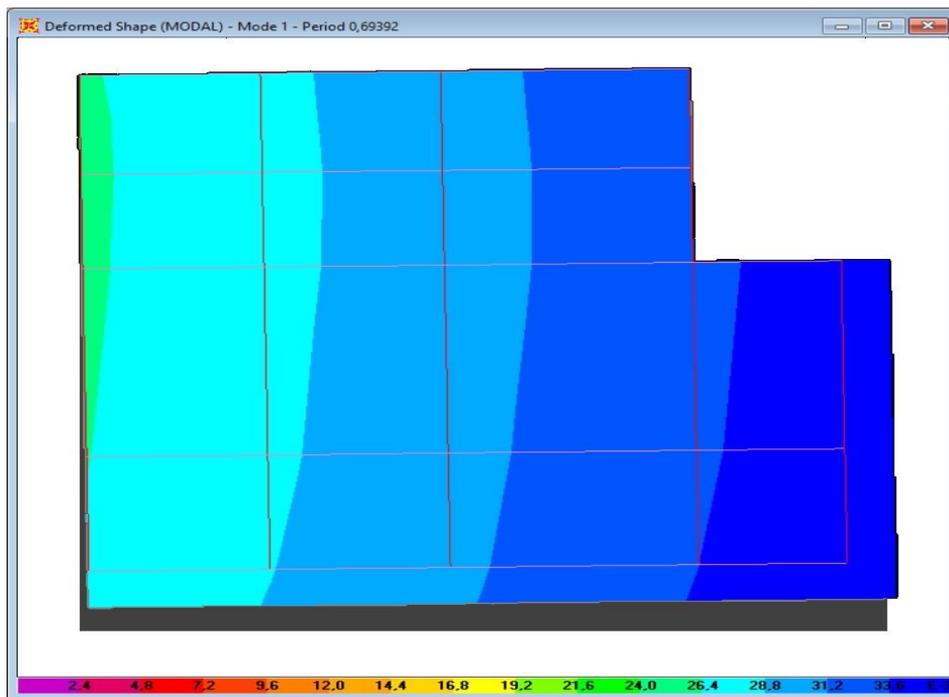


Figure V-1. 1^{er} Mode (Translation en Y)

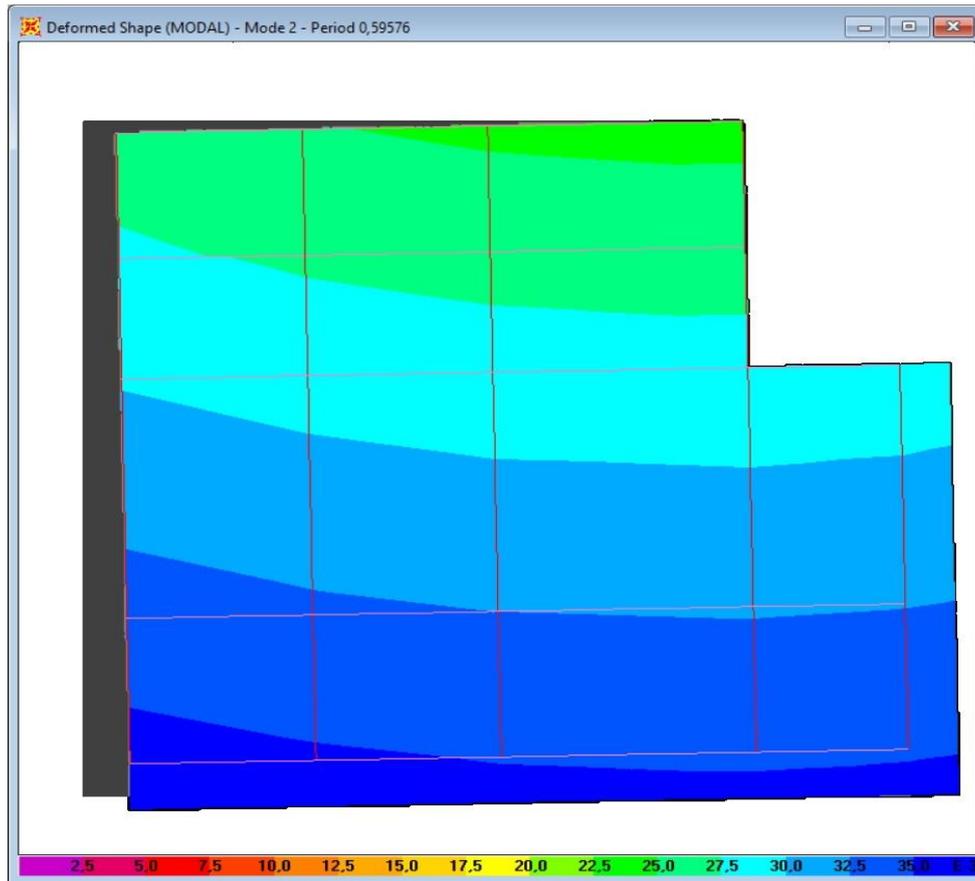


Figure V-2. 2^{ème} Mode (Translation en X)

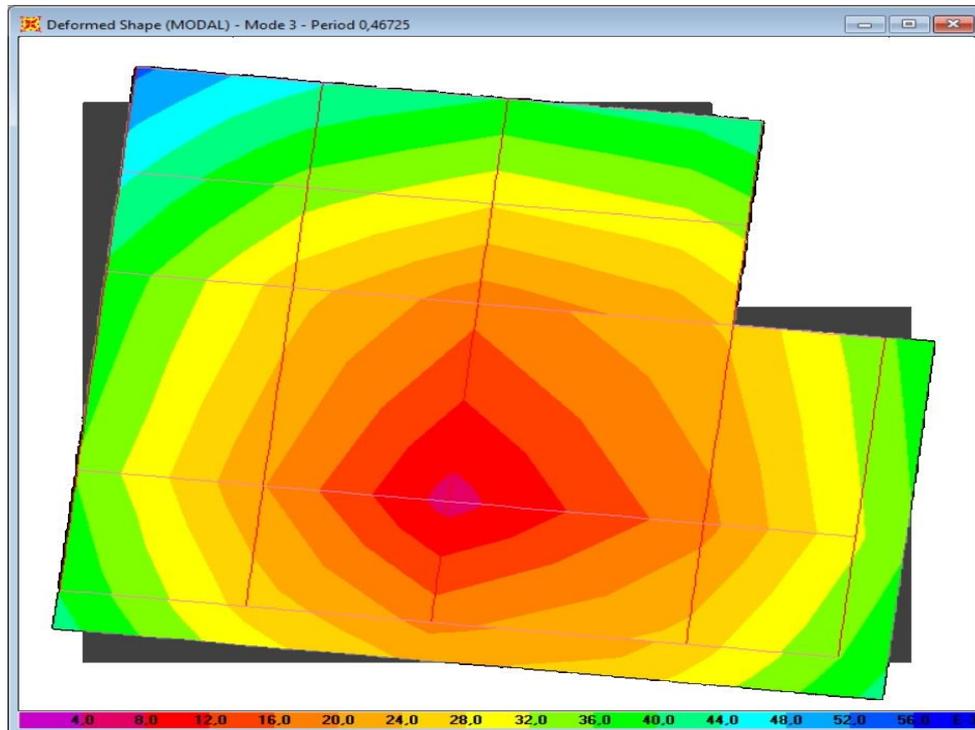


Figure V-3. 3^{ème} Mode (Rotation autour de Z)

La valeur de la période du premier mode obtenu après l'analyse dynamique :

$$T_{dyn} = 0,693 < 1.3 T_{sta} = 1.3 \times 0,69 = 0,897 \text{ sec} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Chapitre V : Etude sismique de bâtiment

V.5.3.3 Vérification des facteurs de participation massique :

- Sens transversal :

$$\Sigma\alpha_y = 92,28 \% > 90\% \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

- Sens longitudinal :

$$\Sigma\alpha_x = 90,20\% > 90 \% \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Tableau V-4. Facteur de participation massique

		Facteur de participation massique (%)					
Mode	Période	U _x	U _y	U _z	ΣUX	ΣUY	ΣUZ
1	0,693922	0,49	65,15	0,00	0,49	65,16	0,00
2	0,595761	62,59	0,76	0,00	63,08	65,91	0,00
3	0,467248	2,47	0,79	0,00	65,54	66,70	0,00
4	0,202953	0,19	12,94	0,00	65,73	79,64	0,00
5	0,172488	9,67	0,57	0,00	75,39	80,21	0,00
6	0,127149	4,61	0,16	0,00	80,00	80,37	0,00
7	0,098066	0,12	4,13	0,00	80,12	84,50	0,00
8	0,085819	2,59	0,45	0,00	82,71	84,95	0,00
9	0,081207	0,01	0,02	54,94	82,72	84,98	55,52
10	0,072543	0,01	0,00	0,00	82,73	84,98	55,58
11	0,069904	0,00	0,00	5,41	82,73	84,98	60,99
12	0,061301	0,01	0,80	0,045	82,73	85,78	61,44
13	0,06029	0,16	0,61	2,38	82,90	86,39	63,83
14	0,048043	7,31	0,00	0,00	90,20	86,39	63,87
15	0,042154	0,00	5,89	3,04	90,20	92,28	66,91
16	0,047029	0,00	0,00	20,26	90,20	92,28	87,17

V.5.4 Les déplacements latéraux inter- étage :

V.5.4.1 Les déplacements latéraux inter-étage

Tableau V-5. Déplacements absolus

Niveau	Sens x	Sens y
8	0,0095	0,0109
7	0,0091	0,0098
6	0,0084	0,0085
5	0,0076	0,0072
4	0,0066	0,0059
3	0,0055	0,0046
2	0,0043	0,0033
1	0,0031	0,0021
RDC	0,0019	0,0011

Selon le RPA99/2003 (l'article 5.10), concernant les déplacements latéraux inter-étages. La formule ci-dessous doit être vérifiée

$$\bar{\Delta}_k = \delta_k - \delta_{k-1} \leq \delta_k$$

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ et } \bar{\Delta} = 0.01 h_e$$

h_e : la hauteur de l'étage.

R : coefficient de comportement ; $R= 5$.

δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i (y compris l'effort de torsion)

Chapitre V : Etude sismique de bâtiment

Tableau V-6. Calcul des déplacements latéraux inter-étage

NIVEAU	δ_{ekx} (m)	δ_{eky} (m)	$\delta_{k=R} \cdot \delta_{ex}$	$\delta_{k=R} \cdot \delta_{ey}$
8	0,000588	0,000772	0,00294	0,003860
7	0,000518	0,000689	0,00259	0,003445
6	0,000443	0,000597	0,002215	0,002985
5	0,000362	0,000495	0,00181	0,002475
4	0,000278	0,000387	0,00139	0,001935
3	0,000196	0,000279	0,00098	0,001395
2	0,000120	0,000174	0,00060	0,000187
1	0,000053	0,000078	0,000265	0,000039
RDC	0,000004286	0,00000627	0,0000214	0,00003135
Sous SOL	0	0	0	0

Tableau V-7. Vérifications des déplacements latéraux inter-étage

NIVEAU	$\Delta_{kx}=\delta_k - \delta_{k-1}$	$\Delta_{ky}=\delta_k - \delta_{k-1}$	$\bar{\Delta}$ (m)	Vérification
8	0,00035	0,00042	0,0374	Vérifiée
7	0,00038	0,00046	0,0374	Vérifiée
6	0,0004	0,00051	0,0374	Vérifiée
5	0,00042	0,00054	0,0374	Vérifiée
4	0,00041	0,00017	0,0374	Vérifiée
3	0,00006	0,000048	0,0374	Vérifiée
2	0,00033	0,000148	0,0374	Vérifiée
1	0,00024	0,000274	0,0374	Vérifiée
RDC	0,0000214	0,000031	0,0408	Vérifiée
S. SOL	0	0	0,0272	Vérifiée

On remarque que tous les déplacements relatifs ne dépassent pas les 1,0 % de la hauteur d'étage.

V.6 Justification de la largeur des joints sismiques

Deux blocs voisins doivent être séparés par des joints sismiques dont la largeur minimale d_{min} satisfait la condition suivante (Art 5.8 RPA 99 ver 2003):

$$d_{min} = 15_{mm} + (\delta_1 + \delta_2)_{mm} \geq 40_{mm} \quad (4-19)$$

δ_1 et δ_2 : déplacements maximaux des deux blocs, calculés calculé selon l'Article 4.43 au niveau du sommet du bloc le moins élevé incluant les composantes dues à la torsion et éventuellement celles dues à la rotation des fondations

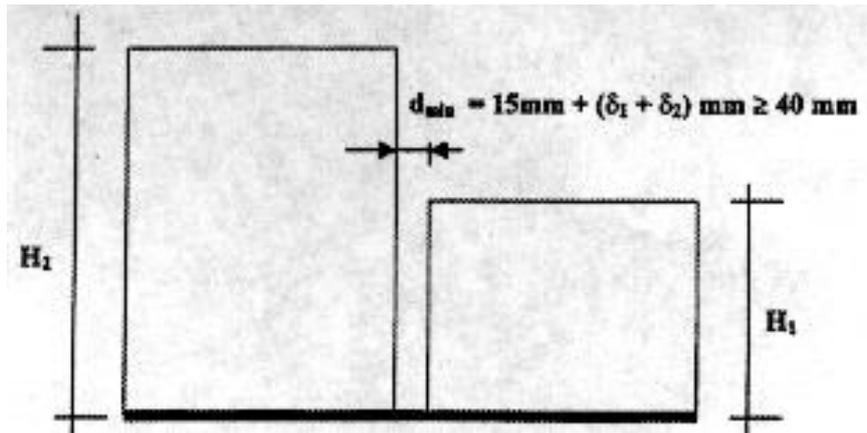


Figure V-4. Largeur minimum du joint sismique Art. 5.8

- Schéma des déplacements et joints sismiques entre les blocs A, B, C et D.

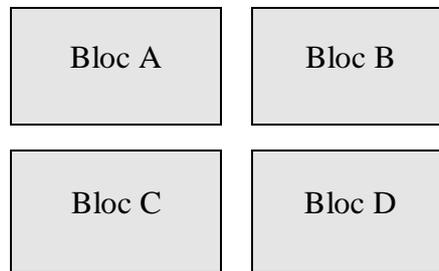


Figure V-5 Déplacements et joints sismiques des blocs (vue en plan)

Tableau V-8. Déplacements des blocs

Bloc	δ_{ekx} (mm)	δ_{eky} (mm)	$\delta_{k,x}=R \cdot \delta_{ex}$	$\delta_{k,y}=R \cdot \delta_{ey}$
A	0.647	0.579	3.235	2.895
B	0.867	0.655	4.335	3.275
C	0.526	0.678	2.63	3.39
D	1.097	0.967	5.485	4.835

- Déplacements des blocs deux à deux de même hauteur :
 - 1) $d_{\min} = 15 + (\delta_{A,x} + \delta_{B,x}) \geq 40 \rightarrow d_{\min} = 15 + (3.235 + 4.335) = 22.57 \leq 40 \text{ mm}$
 - 2) $d_{\min} = 15 + (\delta_{A,y} + \delta_{C,y}) \geq 40 \rightarrow d_{\min} = 15 + (2.895 + 3.39) = 21.285 \leq 40 \text{ mm}$
 - 3) $d_{\min} = 15 + (\delta_{C,x} + \delta_{D,x}) \geq 40 \rightarrow d_{\min} = 15 + (2.63 + 5.485) = 23.115 \leq 40 \text{ mm}$
 - 4) $d_{\min} = 15 + (\delta_{B,y} + \delta_{D,y}) \geq 40 \rightarrow d_{\min} = 15 + (3.275 + 4.835) = 23.110 \leq 40 \text{ mm}$

On adopte des joints sismiques de largeur $d_{\min} = 50 \text{ mm}$

VI. FERRAILLAGE DES PORTIQUES

VI.1 Introduction :

L'étude sous charge verticales et horizontales, nous permet de déterminer tous les efforts qui sollicitent les éléments (poteaux et poutres) dans les différents nœuds et travées. Le logiciel SAP2000V14 a été utilisé pour déterminer les sollicitations, ce qui permettra le calcul des portiques.

VI.2 Les combinaisons de calcul :

Les combinaisons des actions sismiques et les actions dues aux charges verticales sont donnée ci-dessous, les éléments de la structure doivent être ferrailés par les combinaisons des charges sur la base des règlements BAEL 91 et RPA 99/2003.

- Poutres : $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$
- Poteaux : $\begin{cases} \text{Sollicitations du 1er genre (BAEL 91)} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{Sollicitations du 2ème genre (RPA 99/2003)} : \begin{cases} G + Q \pm 1,2E \\ G + Q \pm E \end{cases} \end{cases}$

Avec :

G : Charges permanentes ;

Q : Charges d'exploitation ;

E : Effort sismique.

VI.3 Ferrailage des poutres :

VI.3.1 Méthode de calcul :

En cas générale, les poutres sont sollicitées par un moment de flexion et un effort normal et un effort tranchant. Par conséquent, le calcul doit se faire en flexion composée, mais l'effort normal dans les poutres est très faible, donc on fait le calcul en flexion simple.

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu préjudiciable.

Les sections des armatures seront déterminées sous les sollicitations du 1^{ier} et du 2^{ème} genre :

Sollicitations du 1^{ier} genre (BAEL 91) :

$$S_{p1} = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp1}$$

Sollicitations du 2^{ème} genre (RPA 99/2003) :

$$\begin{cases} S_{p2} = 0,8G \pm E \\ S_{p2} = G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \text{Moment correspondant } M_{sp2}$$

On détermine les armatures sous : $\text{Max} (S_{p1}; S_{p2})$

Dans le calcul relatif à l'ELU, on induit des coefficients de sécurités ($\gamma_s ; \gamma_b$).

$$\text{Pour la situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{Pour la situation normale ou durable : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases}$$

VI.3.2 Recommandations du DTR pour les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99/2003 (article 7.4.2) on a :

- Section d'armature minimale : $A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t$;
- Section d'armature maximale : $\begin{cases} A_{max1} = 4\% \times b \times h_t ; \text{ Zone courante} \\ A_{max2} = 6\% \times b \times h_t ; \text{ Zone de recouvrement} \end{cases}$;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Les armatures longitudinales supérieures et inférieures doivent être coudées à 90°.

Dans ce cas, le ferrailage se fera sur les poutres les plus sollicitées, et il se fera pour une situation accidentelle (le cas le plus défavorable).

Les poutres en travées seront ferrillées pour une situation durable et sur appuis pour une situation accidentelle.

VI.3.3 Cas de l'étage courant :

Une seule poutre sera calculée en détail, les résultats des autres poutres seront résumés dans un tableau.

VI.3.3.1 Ferrailage d'une poutre :

L'exemple ci-dessous sera fait sur une poutre principale de intermédiaire (étage courant). Les moments M_{sp1} et M_{sp2} sont tirés à partir du logiciel SAP 2000V14.

VI.3.3.1.1 Sens longitudinal : « poutre principale (45x50) cm² »

a) Armatures longitudinales :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter, on a :

$$A_{min} = 0,5\%b.ht = 0,5 \times 45 \times 50 / 100 = 11,25 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\%b.ht = 4 \times 45 \times 50 / 100 = 90 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% b.ht = 6 \times 45 \times 50 / 100 = 135 \text{ cm}^2$$

a.1) Ferrailage sur appuis :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 97 \text{ KN.m} \\ M_{sp2} = 91,5 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Données :

- Largeur de la poutre : $b = 45 \text{ cm}$;
- Hauteur de la section : $h = 50 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = 0,9h = 45 \text{ cm}$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{97 \times 10^3}{35 \times 45^2 \times 14,2} = 0,074 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,962$

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{91,5 \times 10^3}{35 \times 40,5^2 \times 18,48} = 0,054 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,972$

La section d'acier :

$$A_{sx1} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{97 \times 10^3}{0,962 \times 45 \times 348} = 6,43 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx2} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{91,5 \times 10^3}{0,972 \times 45 \times 400} = 5,22 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} = \max \{ A_{sx1} ; A_{sx2} ; A_{min} \} = 11,25 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : 6T16ce qui nous donne $A = 12,06 \text{ cm}^2$

a.2) Ferrailage en travée :

$$\text{On a : } \begin{cases} M_{sp1} = 163 \text{KN.m} \\ M_{sp2} = 153,5 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{sp1}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{163 \times 10^3}{45 \times 45^2 \times 14,2} = 0,12 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,935$

$$\mu = \frac{M_{sp2}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{153,5 \times 10^3}{45 \times 45^2 \times 18,48} = 0,091 < \mu_1 \rightarrow A' = 0$$

On a : $\beta = 0,952$

La section d'acier :

$$A_{sx1} = \frac{M_{sp1}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{163 \times 10^3}{0,935 \times 45 \times 348} = 11,13 \text{cm}^2$$

$$A_{sx2} = \frac{M_{sp2}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{153,5 \times 10^3}{0,952 \times 45 \times 400} = 8,95 \text{cm}^2$$

$$A_{sx} = \max \{ A_{sx1} ; A_{sx2} ; A_{min} \} = 11,25 \text{cm}^2$$

Donc on prend : 6T16 ce qui nous donne $A = 12,06 \text{cm}^2$

VI.3.3.2 Vérification du ferrailage de la poutre :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 45 \times 45 \times 2,10}{400} = 2,44 \text{cm}^2$$

$$A_{adpt} > A_{min} ; \text{Condition vérifiée}$$

b) Contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{172,71}{45 \times 45} = 0,85 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28} ; 5 \text{MPa}) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3,25 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,44 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement, les cadres seront perpendiculaire à la ligne moyenne de la poutre.

c) Détermination du diamètre des armatures transversal :

$$\Phi_t \leq \min\left\{\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_l\right\} = \min\{14,28 \text{ mm}; 45 \text{ mm}; 14 \text{ mm}\} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$$

d) L'espacement :

$$S_t \leq \min\{0,9d; 40 \text{ cm}\} = \min\{40,5 \text{ cm}; 40 \text{ cm}\}$$

D'après le R.P.A 99/2003 :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; 12\Phi_l\right\} = \min\{12,5; 30 \text{ cm}; 16,8 \text{ cm}\} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = 2 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

e) Vérification de la section d'armatures minimale :

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} = \max\{0,43; 0,4\} = 0,43 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq \frac{0,43 \times 45}{235} = 0,08 \text{ cm} \quad (1)$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b \times S_t \times \gamma_s} \geq \frac{\tau_u - 0,3Kf_{tj}}{0,9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{S_t} \geq \frac{(0,85 - (0,3 \times 1 \times 2,1)) \times 45 \times 1,15}{0,9 \times 1 \times 235} = 0,05 \text{ cm} \quad (2)$$

On prend le max (1) et (2) $\left\{ \begin{array}{l} A_t \geq 0,08S_t \\ \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \\ A_t \geq 1,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

f) Ancrage des armatures aux niveaux des appuis :

$$T = 17,271 \text{ kN} ; M_{ap} = 9,7 \text{ t.m}$$

$$\delta_u = \frac{M_{ap}}{Z} = \frac{9,7}{0,9 \times 45 \times 10^{-2}} = 23,95 \text{ t} > 17,271 \text{ t}$$

Les armatures longitudinales ne sont pas soumises à un effort de traction.

g) Compression de la bielle d'about :

La contrainte de compression dans la bielle est de :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{F_b}{S} ;$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} F_b = T\sqrt{2} \\ S = \frac{ab}{\sqrt{2}} \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{ab} ; \text{Où } a \text{ est la longueur d'appui de la bielle.}$$

$$\text{On doit avoir : } \bar{\sigma}_b < \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Mais pour tenir compte du fait que l'inclinaison de la bielle est légèrement différente de 45°, donc on doit vérifier que :

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &\leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow \frac{2T}{ab} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b} \\ \Rightarrow a &\geq \frac{2T\gamma_b}{0,8 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow a \geq \frac{2 \times 172,71 \times 1,5}{0,8 \times 45 \times 25 \times 10} = 0,057 \text{ m} = 5,70 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$a' = b - 4 = 41 \text{ cm}$$

$$a = \min(a'; 0,9d) = \min(41 \text{ cm} ; 40,5 \text{ cm}) = 41 \text{ cm} ; a > 5,70 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

h) Entraînement des armatures :

h.1) Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} \leq \bar{\tau}_{ser} = \psi_s \times f_{t28}$$

ψ_s : Coefficient de cisaillement ; $\psi_s = 1,5$ pour H.A ;

T : L'effort tranchant maximum ; T = 172,71kN ;

n : Nombre de armatures longitudinaux tendus ; n =6 ;

μ : Périmètre d'armatures tendue ; $\mu = \pi\Phi = \pi \times 1,4 = 4,4 \text{ cm}$

$$\tau_{ser} = \frac{T}{0,9d \times \mu \times n} = \frac{172,71 \times 10^3}{40,5 \times 4,40 \times 6 \times 10^2} = 1,61 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{ser} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ser} = 1,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{ser} = 3,15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée.}$$

h.2) Ancrage des armatures tendues :

La longueur de scellement droit « L_s » est la longueur qui ne doit pas avoir une barre droite de diamètre Φ pour équilibrer une contrainte d'adhérence τ_s .

La contrainte d'adhérence τ_s est supposée constante et égale à la valeur limite ultime.

$$\begin{cases} \tau_s = 0,6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,83 \text{ MPa} \\ L_s = \frac{\Phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,83} = 49,46 \text{ cm} \end{cases}$$

Cette longueur dépasse la largeur de la poutre secondaire ($b = 30 \text{ cm}$), on est obligés de courber les armatures d'une valeur « r » : $r = 5,5\Phi = 5,5 \times 1,4 = 7,7 \text{ cm}$

h.3) Calcul des crochets :

Crochets courant d'angle de 90° : $L_2 = d - (c + \Phi/2 + r)$; $L_1 \geq L_s - 2,19r - L_2/1,87$

$$\Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 33,3 \text{ cm} \\ L_1 = 17,19 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} L_2 = 32,1 \text{ cm} \\ L_1 = 15,43 \text{ cm} \end{cases}$$

h.4) La longueur de recouvrement :

D'après le RPA 99/2003, la longueur minimale de recouvrement est de :

$$\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \Phi = 1,4 \text{ cm} \Rightarrow l = 56 \text{ cm} \\ \Phi = 1,2 \text{ cm} \Rightarrow l = 48 \text{ cm} \end{cases}$$

i) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = 123,74 \text{ kN.m} ; A = 12,06 \text{ cm}^2$$

i.1) Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 - \eta A(d - y) = 0 \rightarrow 22,5y^2 + 180,9y - 8140,50 = 0 \rightarrow y = 15,42 \text{ m}$$

i.2) Moment d'inertie :

$$\begin{aligned} I &= \frac{b}{3}y^3 + \eta A_s(d - y)^2 \\ &= \frac{45 \times 15,42^3}{3} + (15 \times 12,06 \times (40,5 - 15,42)^2) = 213310,49 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

i.3) Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = K \times y = \frac{M_{ser}}{I} \times y = \frac{123,74 \times 10^3}{213310,49} \times 15,42 = 8,94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

j) Vérification de la flèche :

Les conditions suivantes doivent être vérifiées :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

$$M_{t\ ser} = 123,74 \text{ kN.m} ; \text{Tirée à partir du logiciel SAP2000V14}$$

$$M_{0\ ser} = \frac{ql^2}{8} = \frac{37,57 \times 6,20^2}{8} = 180,52 \text{ kN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{50}{620} = 0,08 > 0,062 ; \quad \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{h_t}{L} \geq \frac{M_{t\ ser}}{10 \times M_{0\ ser}} \Rightarrow \frac{50}{620} = 0,08 > \frac{123,74}{10 \times 180,52} = 0,069 ; \text{Condition Vérifiée} \\ \frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{12,06}{45 \times 45} = 0,006 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 ; \quad \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

VI.3.4 Tableaux récapitulatifs du ferrailage des différents niveaux :

a) Sens longitudinal : « poutre principale (45x50) cm² »

a.1) Poutre de rive :

Niveau	section	Moments (kN.m)		Moment de calcul max	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	40,27	37,37	40,27	11,25	2,60	6T16=12,06
	Travée	86,40	63,95	3,54		4,47	6T16=12,06
RDC	Appuis	34,59	27,80	34,59	11,25	2,27	6T12=12,06
	Travée	31,61	27,01	31,61		2,07	6T16=12,06
ETAGE	Appuis	83,37	79,33	83,37	11,25	5,49	6T16=12,06
	Travée	54,40	53,13	54,40		3,53	6T16=12,06

a.2) Poutre intermédiaire :

Niveau	section	Moments (kN.m)		Moment de calcul max	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	84,32	77,18	84,32	11,25	5,58	6T16=12,06
	Travée	142,24	131,29	142,24		9,64	6T16=12,06
RDC	Appuis	107,67	94,42	107,67	11,25	5,10	6T16=12,06
	Travée	104,33	90,25	104,33		4,95	6T16=12,06
ETAGE	Appuis	97,00	91,50	97,00	11,25	6,45	6T16=12,06
	Travée	163,00	153,50	163,00		11,13	6T16=12,06

b) Sens transversal : « poutre secondaire (40x45) cm² »

- **Armature longitudinale :**

Calculons d'abord les sections min et max des aciers qui devraient conditionner la section à adopter on a :

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t = 0,5 \times 40 \times 45 / 100 = 9 \text{ cm}^2 \text{ (sur toute la section)}$$

$$A_{max1} = 4\% \times b \times h_t = 4 \times 40 \times 45 / 100 = 72 \text{ cm}^2$$

$$A_{max2} = 6\% \times b \times h_t = 6 \times 40 \times 45 / 100 = 108 \text{ cm}^2$$

b.1) Poutre de rive

Niveau	section	Moments (kN.m)		Moment de calcul max	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	50,62	46,68	50,62	9	3,65	6T14=9,24
	Travée	91,31	83,91	91,31		6,81	6T14=9,24
RDC	Appuis	9,59	9,58	9,59	9	0,72	6T14=9,24
	Travée	12,59	12,31	12,59		0,93	6T14=9,24
ETAGE	Appuis	63,03	59,13	63,03	9	4,64	6T14=9,24
	Travée	105,66	98,13	105,66		8,01	6T14=9,24

b.2) Poutre intermédiaire :

Niveau	section	Moments (kN.m)		Moment de calcul max	A min (cm ²)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)
		M _{sp1}	M _{sp2}				
Terrasse	Appuis	54,18	53,47	54,18	9	3,95	6T14=9,24
	Travée	23,98	22,35	23,98		1,73	6T14=9,24
RDC	Appuis	23,92	23,23	23,92	9	1,73	6T14=9,24
	Travée	11,57	10,40	11,57		0,86	6T14=9,24
ETAGE	Appuis	53,03	50,75	53,03	9	3,83	6T14=9,24
	Travée	28,17	26,63	28,17		2,02	6T14=9,24

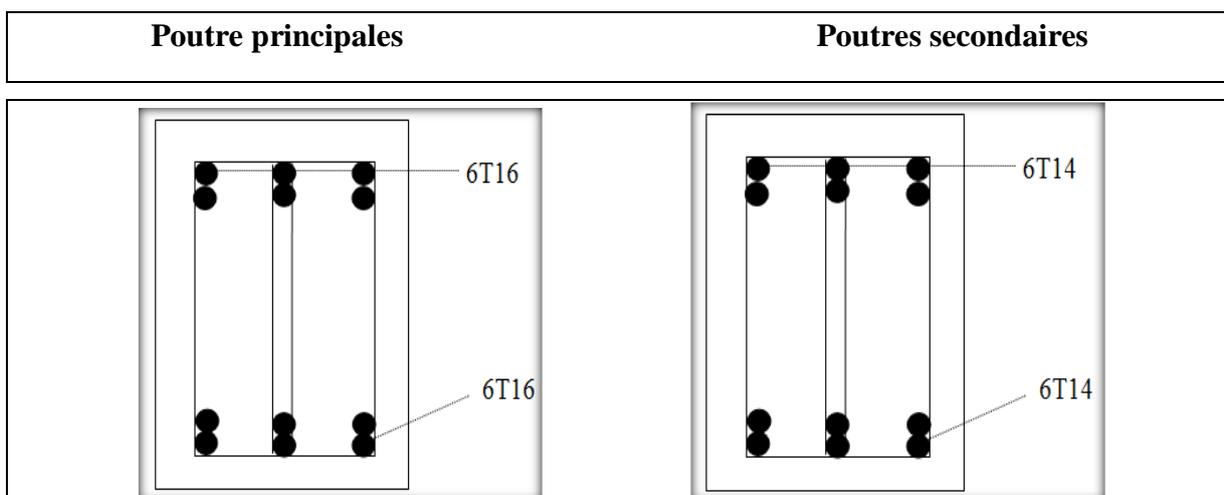


Figure VI-1. Dessin de ferrailage des sections des poutres principales et secondaires.

VI.4 Ferrailage des poteaux :

VI.4.1 Méthode de calcul :

En général, les poteaux sont sollicités par un moment de flexion, un effort normal et un effort tranchant, le calcul doit se faire en flexion composée. La section des armatures doit être égale au maximum des sections données par les 6 combinaisons suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Premier genre : } 1,35G + 1,5Q \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_1 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_2 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_3 \end{cases} \\ \text{Deuxième genre : } \begin{cases} 0,8G \pm E \\ G + Q \pm E \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{max} ; M_{correspondant} \rightarrow A_4 \\ N_{min} ; M_{correspondant} \rightarrow A_5 \\ M_{max} ; N_{correspondant} \rightarrow A_6 \end{cases} \end{array} \right.$$

Dans le calcul relatif aux ELU, on introduit des coefficients de sécurité γ_s ; γ_b :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Situation accidentelle : } \begin{cases} \gamma_s = 1 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_b = 18,48 \text{ MPa} \end{cases} \\ \text{Situation normale : } \begin{cases} \gamma_s = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,5 \Rightarrow \sigma_b = 14,17 \text{ MPa} \end{cases} \end{array} \right.$$

b) Ferrailage exigé par le RPA 99/2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être haute adhérences droites et sans crochet ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,7% (zone I) ;
- Le pourcentage minimale des aciers sur toute la longueur sera de 0,4% en zone courante, 0,6% en zone de recouvrement ;
- Le diamètre minimum est de 12 mm ;
- La longueur minimale des recouvrements est de : $\begin{cases} 40\Phi \text{ en zone I et II} \\ 50\Phi \text{ en zone III} \end{cases}$
- Le distance dans les barres verticales dans une face du poteau no doit pas dépasser 25 cm en zone I ;
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieure des zones nodales.

On fait un seul exemple de calcul, pour un seul niveau et les résultats des calculs des autres niveaux donnés dans des tableaux.

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Le tableau suivant donne les sections minimales et maximales imposée par le RPA 99/2003 :

Tableau VI-1 Armatures minimales et maximales pour les poteaux.

Type de poteaux	$A_{min} = 0,7\% \times S$	$A_{max1} = 4\% \times S$	$A_{max2} = 6\% \times S$
Type 1 (55 x 50 cm ²)	19,25 (cm ²)	110 (cm ²)	165(cm ²)
Type 2 (50 x 50 cm ²)	17,5 (cm ²)	100 (cm ²)	150(cm ²)
Type 3 (45 x 45 cm ²)	14,17 (cm ²)	81 (cm ²)	121,5 (cm ²)
Type 4 (40 x 40 cm ²)	11,25 (cm ²)	64(cm ²)	96 (cm ²)

VI.4.2 Exemple de calcul :

VI.4.2.1 Les sollicitations défavorables :

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du premier genre, l'unité est de kN.m :

Tableau VI-2. Sollicitations du premier genre.

Etages		Type 1 (55 x 50 cm ²)	Type 2 (50 x 50 cm ²)	Type 3 (45 x 45 cm ²)	Type 4 (40 x 40 cm ²)
Combinaison					
A	N_{max}	1222,78	1101,95	1008,85	558,73
	M_{cor}	1,011	1,70	5,84	3,55
B	N_{min}	145,78	367,30	147,48	2,90
	M_{cor}	11,92	1,36	0,547	4,29
C	M_{max}	18,99	27,06	32,78	37,29
	N_{cor}	938,14	756,70	502,77	127,47

Le tableau suivant donne les sollicitations défavorables du deuxième genre, l'unité est de kN.m :

Tableau VI-3. Sollicitations du deuxième genre.

Etages		Type 1 (55 x 50 cm ²)	Type 2 (50x 50 cm ²)	Type 3 (45 x 45 cm ²)	Type 4 (40x 40 cm ²)
Combinaison					
A	N_{max}	1225,9	1044,09	885,34	483,75
	M_{cor}	0,91	3,06	8,88	4,42
B	N_{min}	99,33	243,86	101,56	1,55
	M_{cor}	8,73	1,193	0,47	3,91
C	M_{max}	17,78	26,43	32,24	34,41
	N_{cor}	904,87	657,41	247,55	97,16

VI.4.3 Calcul d'un poteau :

Un seul poteau de type 1 sera calculé en détail, les résultats des autres poteaux seront notés dans un tableau.

Données :

- Enrobage : $c = 2,5 \text{ cm}$;
- Hauteur utile des aciers tendus : $d = h - c$;
- Contrainte des aciers utilisés : $f_e = 400 \text{ MPa}$;
- Contrainte du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$;
- Contrainte limite du béton : $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$;
- Fissuration peu préjudiciable.

Méthode de calcul :

Pour cet exemple le calcul se fera à l'aide des combinaisons de premier genre.

1. On détermine le centre de pression puis le moment :

$$\begin{cases} e = \frac{M}{N} \\ M_u = N_u \left(d - \frac{h_t}{2} + e \right) \end{cases}$$

2. On vérifie si la section est surabondante :

$$\begin{cases} N_u \leq 0,81 f_{bc} \times b \times h \\ M_u \leq N_u \times d \times \left(\frac{1 - 0,514 N_u}{b \times d \times f_{bc}} \right) \end{cases}$$

Si les conditions sont vérifiées, alors la section est surabondante et les armatures ne sont pas nécessaires ($A = A' = 0$)

Les résultats obtenus sont notés dans le tableau suivant :

3. Sinon, on calcul la section des armatures :

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \\ A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \\ A_{sl} = A_s - \frac{N_u}{\sigma_s} \end{cases}$$

4. On calcul la section des armatures minimale, puis on choisit la plus grande section calculée précédemment :

$$\begin{cases} A_{min} = 0,5\% \times b \times h_t \\ A_{adoptée} = \max\{A_1 ; A_2 ; \dots ; A_{min}\} \end{cases}$$

A_{cal} est tirée du logiciel SOCOTEC.

Chapitre VI : Ferrailage des portiques

Tableau VI-4. Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Comb	1 ^{er} genre			2 ^{eme} genre			A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	
		N _u (t)	M _u (t.m)	A _{sl min} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	N _{ACC} (t)	M _{ACC} (t.m)			A _{sl} (cm ²)
Type 1 (55x 50 cm ²)	A	1222,78	1,011	0,00	0,00	1225,9	0,91	0,00	19,25	4T20+4T16 =20,61
	B	145,78	11,92			99,33	8,73			
	C	938,14	18,99			904,87	17,78			
Type 2 (50 x 50 cm ²)	A	1101,45	1,70			1044,09	3,06		17,50	4T20+4T14 =18,78
	B	367,30	1,36			243,86	1,193			
	C	756,70	27,06			657,41	26,43			
Type 3 (45 x 45 cm ²)	A	1008,85	5,84			885,34	8,88		14,18	4T16+4T14 =14,20
	B	147,48	0,547			101,56	0,47			
	C	502,77	32,78			427,55	32,24			
Type 4 (40 x 40 cm ²)	A	558,73	3,55			483,75	4,42		11,25	8T14=12,32
	B	2,90	4,29			1,55	3,91			
	C	127,47	37,29			97,16	34,41			

VI.4.3.1 Vérifications de la contrainte de cisaillement :

Le poteau le plus sollicité est de type 1 (55 x 50 cm²).

$$\tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{2,44 \times 10}{55 \times 45} = 0,009 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) ; \text{ Fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,009 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} ; \text{ Condition Vérifiée}$$

Il n y a pas de risque de cisaillement.

VI.4.3.2 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversales se fait suivant les directives données par l'article 7.4.2.2 du RPA 99/2003.

a) Diamètre des armatures transversales :

$$\Phi_t = \frac{\Phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm}$$

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_l \times f_e}$$

V_u : Effort tranchant de calcul ;

h_l : Hauteur totale de la section brute ;

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale ;

ρ_a : Coefficient correcteur égale à : $\begin{cases} 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 \text{ si } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

S_t : Espacement des armatures transversales.

b) L'espacement :

D'après le RPA 99/2003 on a :

$$\begin{cases} \text{Zone nodale : } S_t \leq \min\{10\Phi_l ; 15 \text{ cm}\} = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Zone courante : } S_t \leq 15\Phi_l = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

c) Calcul de l'élanement géométrique :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{0,7L_0}{b} = \frac{0,7 \times 2,72}{0,55} = 3,46 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$$

Donc :

$$A_t = \frac{S_t \times \rho_a \times V_u}{h_l \times f_e} = \frac{15 \times 3,75 \times 20,44}{50 \times 235} = 0,09 \text{ cm}^2$$

d) Quantité d'armatures transversales minimales :

$A_t/T \times b$ en % est donné comme suit : $3 < \lambda_g < 5 \rightarrow 0,6\%$

$$\begin{aligned} \text{Alors : } & \begin{cases} \text{Zone nodale : } A_t = 0,6\% \times 10 \times 55 = 3,3 \text{ cm}^2 \\ \text{Zone courante : } A_t = 0,6\% \times 15 \times 55 = 4,95 \text{ cm}^2 \end{cases} \\ & \Rightarrow \begin{cases} A_t = 10\Phi 8 = 5,03 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ S_t = 10 \text{ cm} \end{cases} \end{aligned}$$

e) Vérification de la section minimale d'armatures transversales :

$$\begin{aligned} \frac{A_t \times f_e}{b \times S_t} & \geq \max\{\tau_u ; 0,4 \text{ MPa}\} = 0,4 \text{ MPa} \Rightarrow A_t \geq \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e} = 0,93 \text{ cm}^2 \\ & < 4,95 \text{ cm}^2 ; \text{Condition vérifiée} \end{aligned}$$

f) Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteau proprement dit, et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure suivante :

$$\begin{aligned} \left\{ h' = \max\left\{ \frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \text{ cm} \right\} = \max\{45,33 \text{ cm} ; 55 \text{ cm} ; 50 \text{ cm} ; 60 \text{ cm}\} = 60 \text{ cm} \right. \\ \left. L' = 2h = 100 \text{ cm} \right. \end{aligned}$$

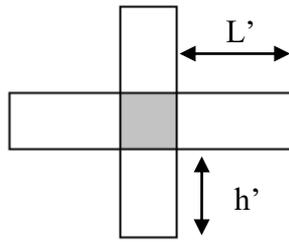
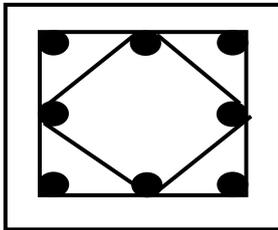


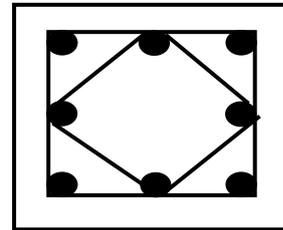
Figure VI-2. La zone nodale.

(S.SOUL)
(55x50)



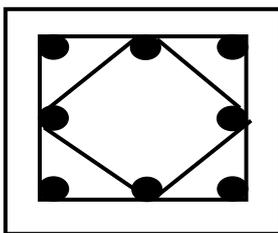
4T20+4T16

(RDC)
(50x50)



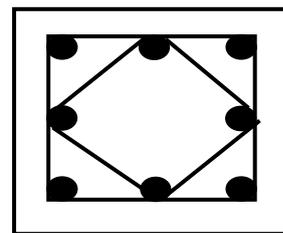
4T20+4T14

(1^{ère}3^{ème}) étages
(45x45)



4T16+4T14

(4^{ème}.....7^{ème}) étages
(40x40)



8T14

Figure VI-3 Dessin de ferrailages des sections des poteaux.

VII. FERRAILLAGE DES VOILES

VII.1 Introduction

Les voiles sont des éléments verticaux en béton armé ou non armé ayant deux dimensions grandes par rapport à l'épaisseur, ainsi tout poteau «allongé» de longueur supérieure à cinq fois son épaisseur est considéré comme un voile.

Les voiles assurant :

- D'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse)
- D'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).
- La fonction de contreventement peut être assurée si l'effort normal de compression, provenant des charges verticales est suffisant pour que, sous l'action du moment de renversement, le centre des pressions reste à l'intérieur de la section du mur.

Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale

Compte tenu de cette éventualité, les règlements parasismiques imposent une épaisseur minimale de l'âme à 15cm. De plus, et à partir d'un certain niveau de contraintes, il ya lieu de prévoir aux extrémités des voiles des renforts conçus comme des poteaux, ou des voiles en retour.

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base ; soumise à un effort normal P_u , un effort tranchant V_u et un moment fléchissant M_u qui est maximal dans la section d'encastrement.

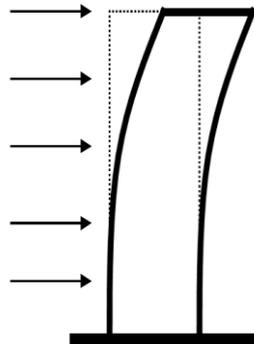


Figure VII-1 Le comportement d'un voile

Selon les règlements parasismiques, il convient que les Armatures verticales nécessaires pour la vérification de la résistance, en flexion composée soient concentrées dans les éléments de rives, aux 02 extrémités de la section transversale du voile ou trumeau.

A la base du voile sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

Les armatures de l'âme horizontales et verticales assurent la résistance à l'effort tranchant.

Le voile en béton armé doit faire l'objet des vérifications suivantes selon les combinaisons suivantes :

- $G + Q + E$ (vérification du béton)
- $0,8 G + E$ (calcul des aciers de flexion)

Dans ce qui suit la méthode utilisée pour le calcul des voiles en béton armé c'est méthode des contraintes

VII.2 Calcul des voiles par la méthode des contraintes :

C'est une méthode simplifiée basée sur les contraintes. Elle admet de faire les calculs des contraintes en supposant un diagramme linéaire.

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_c}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec : N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- 1^{er} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15.a.L$$

- 2^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée".

On calcule la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v avec la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- 3^{ème} cas :

Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signes différents, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

VII.3 Armatures verticales :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile

VII.4 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%
- En zone courante 0,10 %

VII.5 Armatures transversales :

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m² au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieure ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

VII.6 Ferrailage des voiles :

a) Détermination des contraintes

On a intérêt à extraire les contraintes résultantes dans le voile le plus sollicité directement à partir du logiciel, au lieu de les calculer indirectement en fonction de M et N (Toujours en SAP2000V14.2.2

Combinaison : (G + Q ± E)

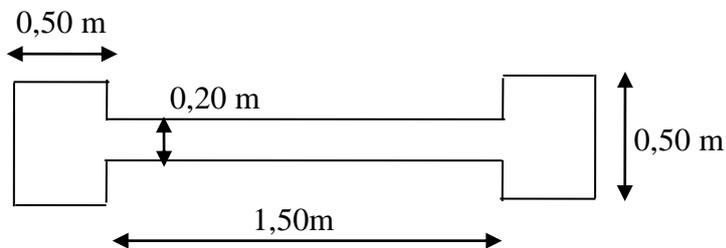


Figure VII-2. Schéma du voile + poteaux

$$\begin{cases} \sigma_{max} = -394,23 \text{ t/m}^2 = -3,94 \text{ MPA} \text{ (contrainte de compression)} \\ \sigma_{min} = 47,69 \text{ t/m}^2 = 0,47 \text{ MPA} \text{ (contrainte de traction)} \end{cases}$$

On à (σ_1 et σ_2) sont de signe différent \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée ,on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

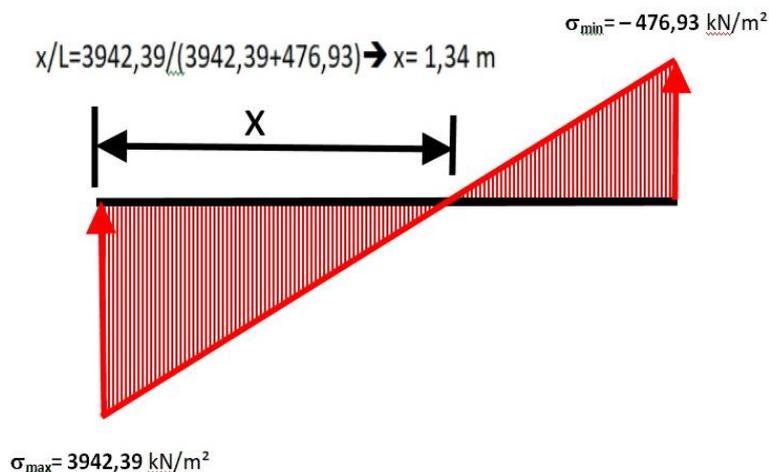


Figure VII-3. Diagramme des contraintes dans le voile

$$x/L = 3942,39/(3942,39+476,93) \quad x=1,34$$

Point de contrainte nulle : il correspond à l'abscisse $x = 1,34$ m

La contrainte moyenne de compression est appliquée au niveau du centre de gravité, soit au $1/3$ de la base du triangle.

$$\frac{\sigma_{moy}}{\frac{2}{3} \cdot 1,34} = \frac{\sigma_{max}}{1,34} = \sigma_{moy} = \frac{\frac{2}{3} \cdot 1,34 \cdot 394,239}{1,34} = 262,826 \text{ t/m}^2$$

b) Calcul des armatures verticales :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 m :

A cette contrainte correspond une force de compression par mètre linéaire.

$$F_c = \sigma_{moy} \cdot a = 262,826 \cdot 0,20 = 52,56 \text{ t/m}$$

La section d'armatures sera donc égale à :

$$A_c = \frac{F_c}{\sigma_s} = \frac{5256}{348} = 15,10 \text{ cm}^2$$

La section sera partagée en 2 parts égales sur les deux faces du mur, Par face, on aura ainsi une section de :

$$A_v = 9 \text{ T } 14 = 13,85 \text{ cm}^2$$

L'espacement :

- Selon le BAEL 91, on a :

$$St \leq \min (2 \cdot a, 33 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (40 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) on a :

$$St \leq \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$$

$$St \leq \min (30 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

- Donc : $St \leq \min (St_{BAEL} ; St_{RPA 99})$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

La section des armatures verticales (en deux nappes) soit 9T14 p.ml = 13,85 cm²/ml avec un espacement de 20 cm.

c) Calcul des armatures horizontales :

Pour les armatures horizontales , on adoptera une section égale à :

$$A_h = \frac{AV}{2} = \frac{13,85}{2} = 6,92 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T14=7,70 \text{ cm}^2$$

D'après le R.P.A 99 (version 2003), on adopte le même ferrailage que les armatures verticales (En deux nappes) soit 9T14p.m. = 13,85 cm²/ml avec un espacement de 20 cm

d) Calcul des armatures transversales :

Enfin, les armatures transversales seront constituées par des épingles, que vont servir à maintenir les 2 nappes pendant le coulage du béton.

$$A_T = 5\phi 6/\text{ml}.$$

e) Vérification de la contrainte de cisaillement τ_b

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (RPA 99 v.2003).

$$\text{On calcul la contrainte de cisaillement } \tau_b = \frac{\overline{T}}{a.L}$$

$$\text{Avec : } \overline{T} = 1,4 T_{cal}$$

a : Épaisseur du voile

L : longueur du voile

Cette contrainte est limitée par: $\overline{\tau} = 0,05.f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$

On a intérêt la contrainte de cisaillement directement à partir du logiciel SAP2000V14.2.2

$$\tau_b = 0,448 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,448 \text{ MPa} < 0,05f_{c28} = 1,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement

f) Disposition des armatures :

• Armatures verticales

- Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures verticales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur.

Chapitre VII : Ferrailage des voiles

- La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur ni 33 cm. Selon le BAEL 91, et ne doit pas dépasser 1,5 de l'épaisseur du mur ni 30 cm selon le R.P.A 99 (version 2003)

- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm

On a $St=20\text{cm} \rightarrow St/2 = 10\text{ cm} < 15\text{ cm} \dots\dots$ Condition Vérifiée

$L=150\text{ cm} \rightarrow L/10 = 15\text{ cm}$

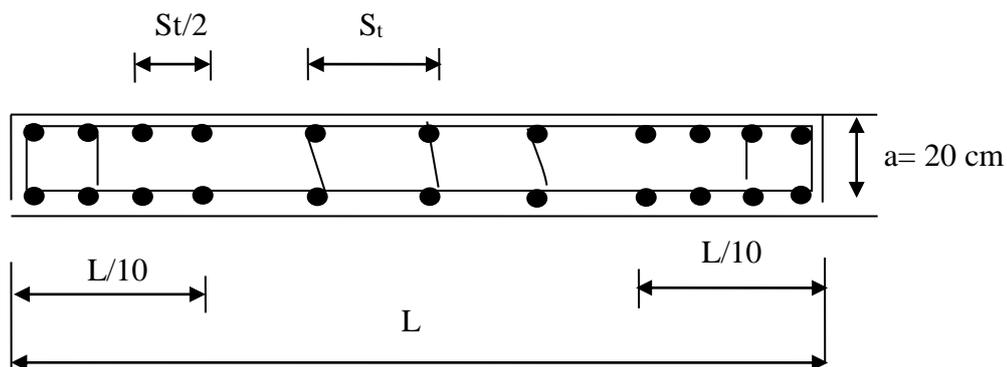


Figure VII-4. Disposition des armatures verticales dans les voiles

- Armatures horizontales

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur.

Les arrêts, jonctions et enrobages des armatures horizontales sont effectués conformément aux règles de béton armé en vigueur $St \leq \min(1,5a; 30\text{ cm})$

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

- Armatures transversales

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

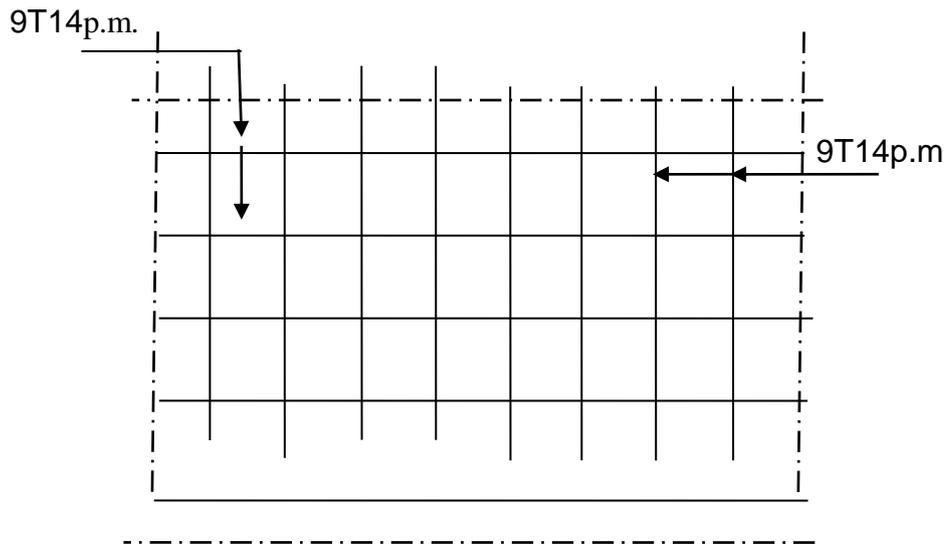


Figure VII-5. Disposition du ferrailage du voile

VIII. ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VIII.1 Introduction :

L'instabilité des constructions lors d'un séisme majeur est souvent causée par le sous-dimensionnement des fondations. Celles-ci doivent transmettre au sol, les charges verticales et les charges sismiques horizontales. Cela exige d'une part une liaison efficace des fondations avec la superstructure, et d'autre part, un bon ancrage au niveau du sol.

VIII.2 Le voile périphérique :

Afin de donner plus de rigidité à la partie ancrée dans le sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

D'après le RPA 99/2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- L'épaisseur ≥ 15 cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes ;
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et vertical) ;
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

On adopte $e = 20$ cm, la hauteur du voile périphérique = 3,00 m et on fait le calcul pour une bande de 1 m de largeur :

- Q : surcharge d'exploitation = 1,5 kN/m² ;
- γ : poids volumique de la terre = 17 kN/m³ ;
- Φ : angle de frottement interne du sol = 35° ;
- Ka : coefficient de poussée des terres : $Ka = \tan^2(\pi/4 - \Phi/2)$

On a : $\beta = \lambda = 0^\circ$

$$Ka' = \frac{Ka}{\cos(\beta - \lambda)} = Ka = \tan^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

VIII.2.1 Calcul des charges :

On prend comme hypothèse pour le calcul des voiles, un encastrement parfait au niveau du massif des fondations et libre à l'autre côté.

a) Poussée des terres :

$$p_1 = Ka \times \gamma \times h = 0,271 \times 1,7 \times 2,72 = 1,25 \text{ t/ml}$$

b) Poussée supplémentaire due à la surcharge :

$$p_2 = Ka' \times q \times h = 0,271 \times 0,15 \times 2,72 = 0,11 \text{ t/ml}$$

Le diagramme des pressions correspondant à p_2 est alors un rectangle de hauteur h et de base $Ka' \cdot \Phi$ et la résultante p_2 passe au milieu de la hauteur du mur.

c) la charge pondérée :

$$Q = 1,35p_1 + 1,5p_2 = 1,85 \text{ t/ml}$$

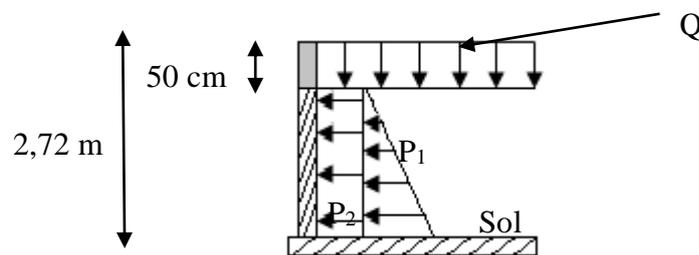


Figure VIII-1. Coupe explicative des charges que subit le voile périphérique.

VIII.2.2 Calcul des sollicitations :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$\begin{cases} L_x = 2,72 - 0,50 = 2,22 \text{ m} \\ L_y = 6,70 - 0,50 = 6,20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,36 < 0,4$$

Puisque le voile est très long dans le sens $L = 6,20$; on construit des raidisseurs (chaînage vertical) pour minimiser les déformations du voile périphérique :

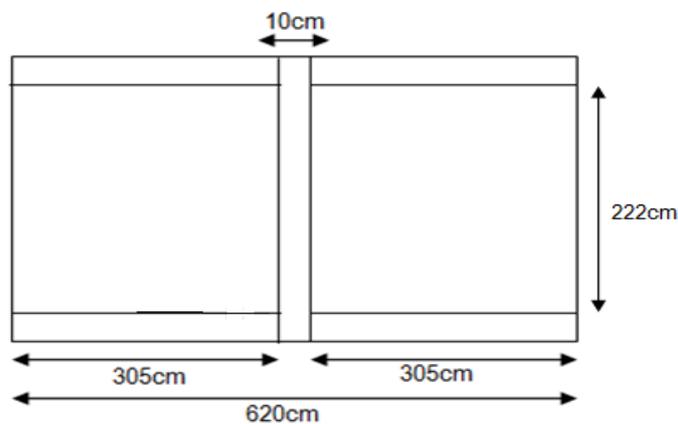


Figure VIII-2. Raidisseurs pour réduire la longueur

- Les autres cas :

$$\begin{cases} L_x = 2,72 - 0,50 = 2,22 \text{ m} \\ L_y = 6,65 - 0,50 = 6,15 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,36 < 0,4$$

$$\begin{cases} L_x = 2,72 - 0,50 = 2,22 \text{ m} \\ L_y = 6,55 - 0,50 = 6,05 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,37 < 0,4$$

$$\begin{cases} L_x = 2,72 - 0,50 = 2,22 \text{ m} \\ L_y = 6,20 - 0,50 = 5,70 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,39 < 0,4$$

- Exemple du calcul :

$$\begin{cases} L_x = 2,72 - 0,50 = 2,22 \text{ m} \\ L_y = 3,55 - 0,50 = 3,05 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0,72 > 0,4$$

Ce qui veut dire que la dalle qui est appuyée sur 4 cotés travaille dans les deux sens.

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,72 \\ v = 0 \text{ (ELU)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0658 \\ \mu_y = 0,4624 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0658 \times 1,85 \times 2,22^2 = 0,60 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,4624 \times 0,60 = 0,28 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,45 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,21 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Vérification :

$$M_{ty} \geq \frac{M_{tx}}{4} \Rightarrow 0,21 \text{ t.m} \geq 0,11 \text{ t.m}$$

VIII.2.3 Calcul du ferrailage :

- Sens x :

$$M_{tx} = 0,45 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,45 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,010 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,010 \rightarrow \beta = 0,995 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,45 \times 10^4}{0,988 \times 18 \times 348} = 0,72 \text{ cm}^2$$

- Sens y :

$$M_{ty} = 0,21 \text{ t.m} ; b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}}{f_{bc} \times d^2 \times b} = \frac{0,21 \times 10^4}{14,17 \times 18^2 \times 100} = 0,005 < \mu_l = 0,392 \rightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ \mu = 0,005 \rightarrow \beta = 0,997 \end{cases}$$

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{0,21 \times 10^4}{0,997 \times 18 \times 348} = 0,34 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

- Sens L_y :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{y \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{y \min} = 8h = 8 \times 0,20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : 4T10 $\rightarrow A_{ty} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$

- Sens L_x :

D'après le RPA 99/2003 :

$$A_{x \min} = 0,1\%b \times h = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

D'après le BAEL 91 :

$$A_{x \min} = A_{y \min} \left(\frac{3 - \alpha}{2} \right) = 2 \left(\frac{3 - 0,8}{2} \right) = 2,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc : $A_{adoptée} = \max\{A_{t \text{ cal}} ; A_{\min \text{ RPA}} ; A_{\min \text{ BAEL}}\} = 2,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : 4T10 $\rightarrow A_{tx} = 3,14 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}}$

VIII.2.4 Les vérifications :

a) Vérification de l'effort tranchant :

On a $\alpha = 0,72 > 0,4$ donc :

$$\begin{cases} V_x = Q_u \times \frac{L_x}{2 \left(1 + \frac{\alpha}{2} \right)} = 1,85 \times \frac{2,22}{2 \left(1 + \frac{0,72}{2} \right)} = 1,51 \text{ t} \\ V_y = Q_u \times \frac{L_x}{3} \leq V_x \Rightarrow 1,85 \times \frac{2,22}{3} = 1,37 \text{ t} < V_x = 1,51 \text{ t} \end{cases}$$

$$V_x = V_{\max} = 1,51 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{db_0} = \frac{1,51 \times 10^4}{18 \times 100 \times 10^2} = 0,083 \text{ MPa}$$

$$\tau_{ultime} = \frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,083 \times 25}{1,5} = 1,38 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau_{ultime} \Rightarrow$ La dalle est bétonnée sans reprise dans son épaisseur alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

b) Vérification des contraintes à l'E.L.S :

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha = 0,72 \\ \nu = 0,0 \text{ (ELS)} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0719 \\ \mu_y = 0,6063 \end{cases}$$

$$Q_{ser} = p_1 + p_2 = 1,36 \text{ t/ml}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times L_x \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0719 \times 1,36 \times 2,22 = 0,21 \text{ t.m} \\ M_{0y} = 0,6063 \times 0,21 = 0,13 \text{ t.m} \end{cases}$$

Les valeurs des moments en travées sont :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75M_{0x} = 0,16 \text{ t.m} \\ M_{ty} = 0,75M_{0y} = 0,098 \text{ t.m} \end{cases}$$

- Sens x :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,16 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 30,38 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 30,38 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{30,38}{58,53} = 0,52 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

- Sens y :

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{3,14 \times 100}{100 \times 18} = 0,17 \xrightarrow{\text{abaque}} K = 58,53 ; \beta = 0,932$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta \times d \times A_s} = \frac{0,098 \times 10^4}{0,932 \times 18 \times 3,14} = 18,60 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) ; \text{Fissuration préjudiciable}$$

Avec :

η : coefficient de fissuration pour HA $\Phi \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}) = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 18,60 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} ; \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{18,60}{58,53} = 0,32 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent.

Le voile périphérique sera ferrailé en deux nappes avec 4T10 = 3,14 cm²/ml chacune et avec un espacement de 25 cm.

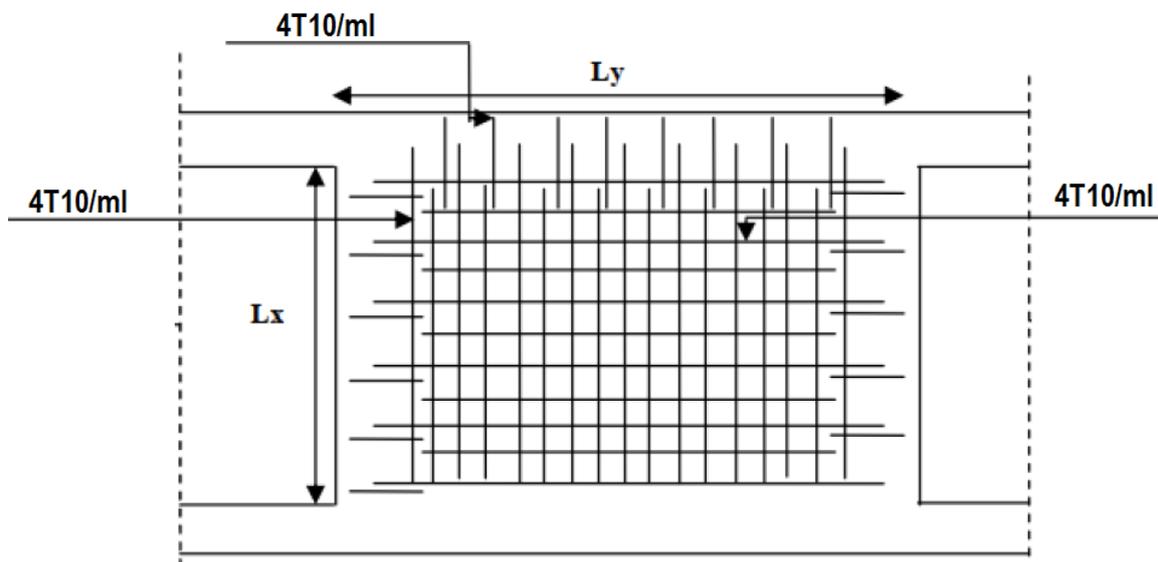


Figure VIII-3. Schéma de ferrailage du voile périphérique.

VIII.3 Étude des fondations :

La fondation est la partie d'un ouvrage qui sert exclusivement à transmettre au sol naturel le poids de cet ouvrage, elle doit être telle que la construction dans son ensemble soit stable.

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Il est important donc pour déterminer les dimensions de connaître d'une part le poids total de l'ouvrage entièrement achevé et d'autre part la force portante du sol.

D'après le rapport du sol notre terrain a une contrainte admissible de 1,5 bar à un ancrage de 3 m.

- Pour qu'il n'y a pas chevauchement entre deux fondations, il faut au minimum une distance de 40 cm ;
- Le béton de propreté prévu pour chaque semelle aura 10 cm d'épaisseur ;
- Le calcul des fondations se fait comme suit :
 1. Dimensionnement à l'ELS ;
 2. Ferrailage à l'ELU.

Le choix du type des fondations dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VIII.3.1 Choix du type de fondations :

Avec une capacité portante du terrain égale à 1,5 bar, Il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelles filantes ou ;
- Radier général.

Commençant par la semelle filante, pour cela on procède à une première vérification qui est : la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$\left(\frac{S_{semelle}}{S_{bâtiment}} < 50\% \right).$$

La surface de la semelle est donnée par :

$$S \geq N / \sigma_{sol}$$

Avec :

S : la surface totale de la semelle ;

$$\sigma_{sol} = 1,5 \text{ bar} = 15 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{cases} N_u = 12040,50 \text{ t} \Rightarrow S = 802.70 \text{ m}^2 \\ N_{ser} = 9114 \text{ t} \Rightarrow S = 607.60 \text{ m}^2 \end{cases}$$

VIII.3.2 Vérification du chevauchement :

La surface du bâtiment est de : $S = 903,9 \text{ m}^2$

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{bâtiment}}} = 67\% > 50\% ; \text{Condition Non Vérifiée}$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Vu la hauteur de la construction et les charges apportées par la superstructure, ainsi que l'existence de plusieurs voiles dans cette construction et la faible portance du sol, un radier général a été opté comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution ;

VIII.3.3 Définition du radier :

Le radier est une semelle de très grande dimension supportant toute la construction et qui à une surface d'appui continue (dalles, nervures et poutres) débordant l'emprise de l'ouvrage, elle permet une répartition uniforme des charges tout en résistant aux contraintes de sol.

Un radier général qui constitue un ensemble rigide qui doit remplir les conditions suivantes :

- Assurer l'encastrement de la structure dans le sol ;
- Transmettre au sol la totalité des efforts ;
- Éviter les tassements différentiels.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité (réaction de sol \cong poids total de la structure).

VIII.3.4 Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

$$\begin{cases} \frac{L}{25} \leq d \leq \frac{L}{20} \\ L = 6,20 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow 24,8 \text{ cm} \leq d \leq 31 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} d = 25 \text{ cm} \\ h = d + c = 25 + 5 = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

b) Condition de cisaillement :

D'après le BAEL 91 :

V_u : Valeur de calcul de l'effort tranchant à l'ELU ;

b : Désigne la largeur.

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} \\ V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{max}}{2} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9d} \leq \bar{\tau} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S \times 0,07 f_{c28}} = \frac{12040,50 \times 6,2 \times 1,15}{0,9 \times 2 \times 802,7 \times 0,07 \times 25} = 33,95 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

c) Choix final de l'épaisseur du radier :

L'épaisseur qui satisfait aux trois conditions citées ci-avant, nous amène à choisir une hauteur totale du radier égale à 40 cm, $h_t = 40 \text{ cm}$

d) Calcul du débordement :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } D = 50 \text{ cm}$$

Et de ce fait, la surface du radier est : $S_r = 989,11 \text{ m}^2$

e) Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

Pour pouvoir assimiler le calcul du radier à un plancher infiniment rigide, la hauteur de la poutre de libage doit vérifier la condition suivante :

$$\left\{ \frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \Rightarrow 68,88 \text{ cm} \leq h \leq 103,33 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } h = 80 \text{ cm} ; d = 72 \text{ cm} ; b = 50 \text{ cm} \right.$$

L : la longueur maximal d'une poutre de libage, $L = 6,20 \text{ m}$

f) Vérification des contraintes du sol sous la charge vertical :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol, le calcul sera fait en tenant compte du poids propre du radier et de la poutre :

$$\begin{aligned} G_{radier} &= \gamma_b \left[(h_r \times S_r) + \left(h_p \times b_p \times \sum L_i \right) \right] \\ &= 2,5[(0,40 \times 989,11) + (0,8 \times 0,5 \times 682,15)] = 1671,26 \text{ t} \end{aligned}$$

$$N_{ser} = 1671 + 9114 = 10785 \text{ t}$$

$$\frac{N_{ser}}{S_r} = 10,91 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} < 15 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}; \text{Condition Vérifiée}$$

g) La longueur élastique :

La longueur élastique de la poutre est donnée par : $L_e = \sqrt[4]{4EI/K \times b}$

I : inertie de la poutre : $I = bh^3/12 = 0,021 \text{ m}^4$;

K : Coefficient de raideur du sol $K = 500 \text{ t/m}^3$;

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216419 \times 0,021}{500 \times 0,5}} = 5,73 \text{ m}$$

$$L_{max} = 6,2 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \times L_e = 9,00 \text{ m} ; \text{Condition vérifiée}$$

L_{max} : Longueur maximale entre nues des poteaux.

Donc on peut considérer que le radier est infiniment rigide.

h) Évaluation des charges pour le calcul du radier :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{9114}{989,11} = 9,21 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_{radier} = \gamma_b \times h = 1,00 \text{ t/m}^2 \end{cases} \Rightarrow Q = \sigma_{max} - \sigma_{radier} = 8,21 \text{ t/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 8,21 \text{ t/m}^2$$

i) Vérifications diverses :

i.1) Vérification de l'effet de surpression :

On vérifié que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire l'inégalité suivante :

$$N_u \geq \gamma_w \times f_s \times S \times Z$$

γ_w :Densité de l'eau ;

Z : Hauteur de la partie immergée = 2,72 m ;

f_s :Coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de soulèvement = 1,5.

$$\gamma_w \times f_s \times S \times Z = 1 \times 1,5 \times 989,11 \times 2,72 = 4035,56 \text{ t}$$

$$N_u \geq 4035,56 \text{ t ; Condition vérifiée}$$

VIII.3.5 Ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les voiles qui est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges. Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut-être alternativement noyé et émergé en eau douce.

VIII.3.5.1 Méthode de calcul :

Ce radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie. Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité (1ml) et ont pour valeurs :

- Dans le sens de grande portée : $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- Dans le sens de petite portée : $M_{0y} = \mu_y \times M_x$

Tel que :

μ_x et μ_y : sont des coefficients fonction de α et ν (prend 0 à l'ELS et l'ELU)

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastés aux niveaux des appuis d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. :

- Moment en travée : $\begin{cases} M_t = 0.85 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_t = 0.75 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$
- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_a = 0.35 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau de rive} \\ M_a = 0.5 \times M_0 \rightarrow \text{Panneau intermédiaire} \end{cases}$

VIII.3.5.2 Évaluation des charges :

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_r} = \frac{12040,50}{989,11} = 12,17 \text{ t/ml} \\ q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_r} = \frac{9114}{989,11} = 9,21 \text{ t/ml} \end{cases}$$

VIII.3.5.3 Calcul du ferrailage :

a) Détermination des efforts :

Tableau VIII-1 Les moments fléchissant suivant les 2 sens.

Les efforts à l'ELU $\nu = 0$

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

L _x (m)	L _y (m)	α	Sens x				Sens y			
			μ _x	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)	μ _y	M ₀ (t.m)	M _t (t.m)	M _a (t.m)
6,05	6,2	0,97	0,0392	11,78	10,01	2,37	0,9322	10,9	9,34	2,19

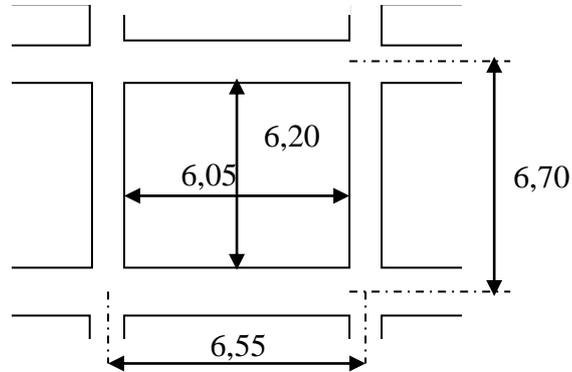


Figure VIII-4. Dalle reposé sur 4 cotés

b) Calcul des armatures :

- Suivant L_x :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{10,01 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,054 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,054 \rightarrow \beta = 0,972 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10,01 \times 10^4}{0,972 \times 36 \times 348} = 8,22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T14 = 9,24 cm², avec un espacement de 17 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,35 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\mu = 0,012 \rightarrow \beta = 0,993 ; \beta \text{ est tirée du tableau.}$$

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,35 \times 10^4}{0,993 \times 36 \times 348} = 4,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T12 = 6,79 cm², avec un espacement de 17cm.

- Suivant L_y :

En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{9,34 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,050 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,050 \rightarrow \beta = 0,969$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ty}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9,34 \times 10^4}{0,974 \times 36 \times 348} = 7,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T14 = 9,24 cm², avec un espacement de 17 cm.

Sur appuis :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{2,19 \times 10^4}{100 \times 36^2 \times 14,17} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0$$

$\mu = 0,011 \rightarrow \beta = 0,993$; β est tirée du tableau.

$$A_s = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{2,19 \times 10^4}{0,993 \times 36 \times 348} = 1,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte : 6T12 = 6,79 cm², avec un espacement de 25 cm.

c) Condition de non fragilité :

Pour une dalle travaillant dans les deux sens, la condition de non fragilité est la suivante :

- Sens y :

$$A_y = 7,65 \text{ cm}^2 \geq A_{y \min} = 8 \times \text{épaisseur} = 3,2 \text{ cm} ; \text{Pour Fe400 ; Condition Vérifiée}$$

- Sens x :

$$A_x = 8,22 \text{ cm}^2 \geq A_{x \min} = A_{y \min} \times \frac{\left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)}{2} = 3,24 \text{ cm} ; \text{Condition Vérifiée}$$

d) Vérification de l'espacement :

$$\text{Dans le sens le plus sollicité : } \begin{cases} S_t \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} \\ S_t \leq 33 \text{ cm} \end{cases} ; \text{Condition vérifiée}$$

VIII.3.6 Ferrailage des poutres de libages :

Le rapport $\alpha = L_x/L_y$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivise en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans chaque sens et on considère des travées isostatiques.

a) Sens longitudinale :

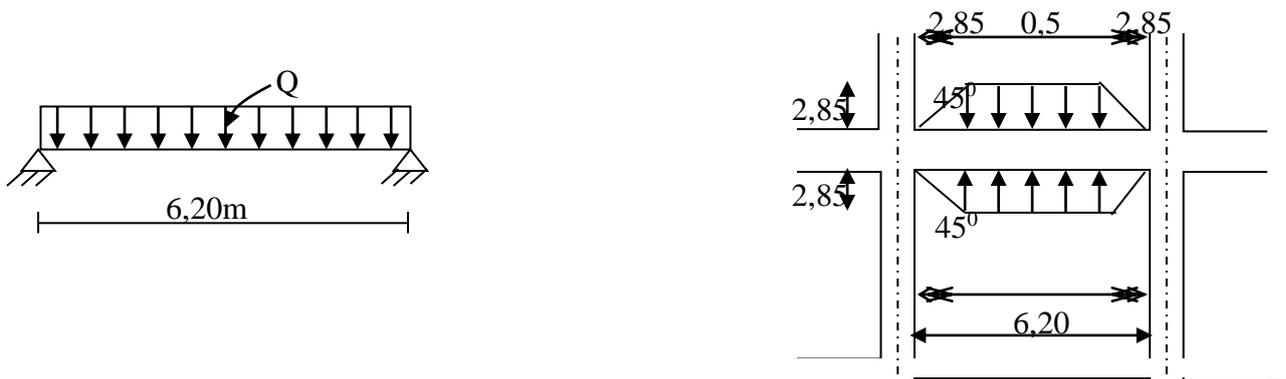


Figure VIII-5. Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.

a.1) Calcul de Q' :

Q : Elle est tirée du chargement de la poutre.

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\left\{ \begin{aligned} Q' &= \frac{Q}{2} \left[\left(1 - \frac{L^2_{x1}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x1} + \left(1 - \frac{L^2_{x2}}{3L^2_{y1}} \right) L_{x2} \right] = \frac{8,21}{2} \left[\left(1 - \frac{2,85^2}{3 \times 6,2^2} \right) 2,85 + \left(1 - \frac{2,85^2}{3 \times 6,2^2} \right) 2,85 \right] \\ &= 21,71 \text{ t/m} \\ M_0 &= \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{21,71 \times 6,2^2}{8} = 104,31 \text{ t.m} \end{aligned} \right.$$

a.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 88,66 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu &= \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{88,66 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,241 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,885 \\ A_s &= \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{88,66 \times 10^4}{0,859 \times 72 \times 348} = 41,19 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned} \right.$$

$$\text{On adopte : } \left\{ \begin{array}{l} 1^{ier} \text{ lit : } 6T20 \\ 2^{ème} \text{ lit : } 6T20 \\ 3^{ème} \text{ lit : } 2T14 + 2T20 \end{array} \right. \rightarrow A = 47,06 \text{ cm}^2$$

- Sur appui :

Tableau VIII-2. Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens longitudinale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0,5 \times M_0 = 52,15$	$= 0,35 \times M_0 = 36,50$
$\mu \rightarrow \beta$	0,141 \rightarrow 0,923	0,099 \rightarrow 0,947
$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	22,54	15,38

$A_{adoptée} (cm^2)$	4T16 (fil) + 4T20 (chap) = 24,63	4T16 (fil) + 4T16 (chap) = 16,08
----------------------	----------------------------------	----------------------------------

b) Sens transversale :

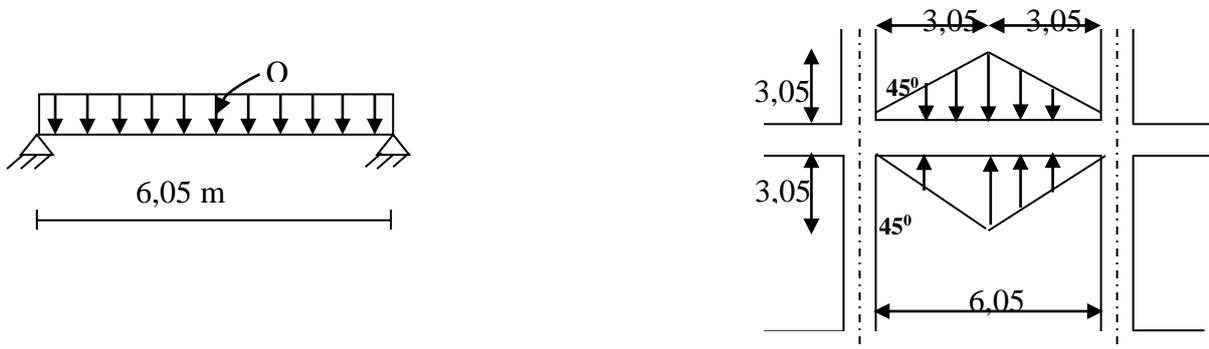


Figure VIII-6. Poutre de libage sens transversale

b.1) Calcul de Q' :

C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments :

$$\begin{cases} Q' = \frac{2}{3} \times Q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 8,21 \times 3,05 = 16,69 \text{ t/m} \\ M_0 = \frac{Q' \times l^2}{8} = \frac{16,69 \times 6,05^2}{8} = 76,36 \text{ t.m} \end{cases}$$

b.2) Calcul du ferrailage :

- En travée :

$$M_t = 0,85 \times M_0 = 64,90 \text{ t.m}$$

$$\begin{cases} \mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{64,90 \times 10^4}{50 \times 72^2 \times 14,17} = 0,176 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A'_s = 0 \rightarrow \beta = 0,902 \\ A_s = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{64,90 \times 10^4}{0,902 \times 72 \times 348} = 28,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{ier} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{ème} \text{ lit : 4T16} \rightarrow A = 24,13 \text{ cm}^2 \\ 3^{ème} \text{ lit : 4T16} \end{cases}$$

Tableau VIII-3. Ferrailage de la poutre sur appui suivant le sens transversale.

	Intermédiaire	Rive
$M_a \text{ (t.m)}$	$= 0,5 \times M_0 = 38,18$	$= 0,35 \times M_0 = 26,72$
$\mu \rightarrow \beta$	$0,103 \rightarrow 0,945$	$0,072 \rightarrow 0,962$

$A_s (cm^2)$	16,12	11,08
$A_{adoptée} (cm^2)$	4T16 (fil) + 4T16 (chap) = 16,08	4T14 (fil) + 4T14 (chap) = 12,32

VIII.3.6.1 Les armatures de peau :

Selon le BAEL 91 la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2(80 - 0,1f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a=80 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau). En effet, les armatures déterminées par le calcul et placées à la partie inférieure de la poutre n'empêchent pas la fissuration que dans leur voisinage et les fissures risquent d'apparaître dans la zone de béton tendue. Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque côté de la nervure, elles sont obligatoires lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable; leur section est d'au moins 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi, pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

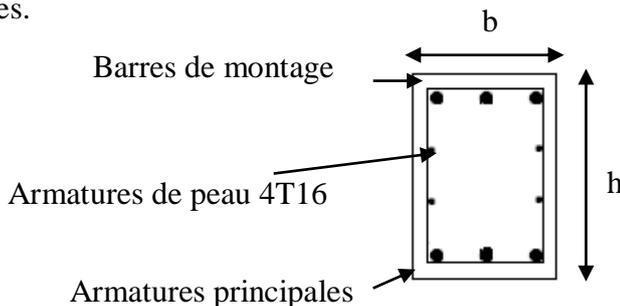


Figure VIII-7. Schéma représentant les armatures de peau.

Donc pour une poutre de section $(0,5 \times 0,8) \text{ m}^2$ on a :

$$A_{sp} = 3 \times 2(b + h) = 3 \times 2(0,5 + 0,8) = 7,80 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T16 = 8,04 cm^2

a) Contrainte de cisaillement : $T = \frac{ql}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{T}{b \times d} = \frac{37,72 \times 10}{50 \times 72} = 0,10 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,10 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} ; \text{Condition Vérifiée} \end{array} \right.$$

b) Diamètre :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi_l ; \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 22,85 ; 12 ; 50 \} = 12 \text{ mm} \rightarrow \Phi_t = 10 \text{ mm}$$

c) Espacement :

$$S_t = \min\left\{\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right\} = \min\{20; 14,40\} = 14,40 \text{ cm} \rightarrow S_t = 14 \text{ cm}$$

Donc on utilise des armatures, Fe235, soit 4T10 = 3,14 cm²

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b} \geq \max\left\{\frac{\tau_u}{2}; 0,4 \text{ MPa}\right\} \Leftrightarrow 1,05 \text{ MPa} > 0,4 \text{ MPa}; \text{Condition V\u00e9rifi\u00e9e}$$

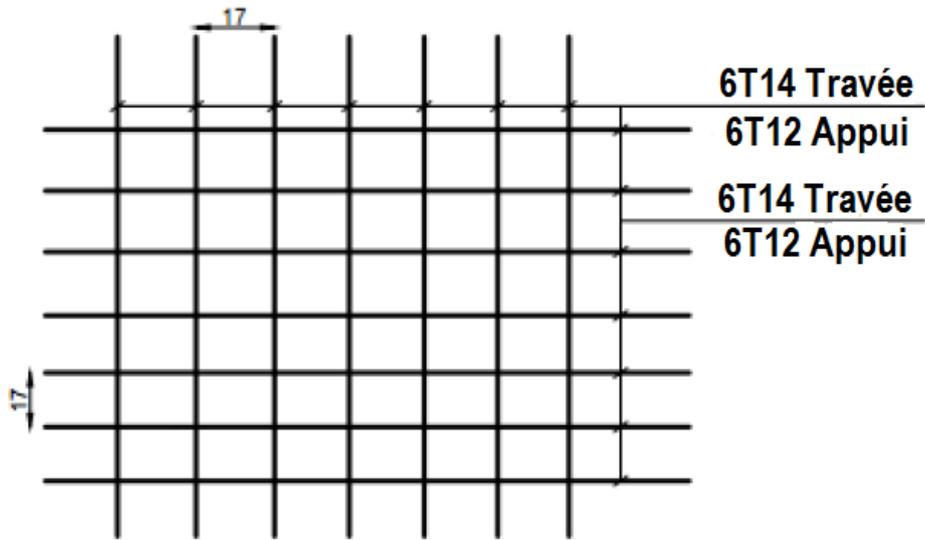


Figure VIII-8. Sch\u00e9ma de ferrailage de radier.

Conclusion général

Au cours de cette étude, nous pensons avoir réussi à avoir un aperçu général, sur la majorité des parties étudiées. Cette étude nous a permis d'enrichir nos connaissances sur les différentes étapes de calcul d'une structure et de se familiariser avec tous les règlements en vigueur. L'intérêt pour nous a été double, apprendre à appréhender les problèmes complexes de calcul de structure et faire les premiers pas pour la résolution de questions pratiques concrètes.

Les conclusions auxquelles a abouti le présent travail, sont résumées dans les points suivants :

- Les modèles numériques doivent être fideles au comportement réel de la structure et ceux en introduisant tout l'élément de la structure sans en oublier un cas la rigidité du modèle en dépend.
- Les planchers ne sont pas obligatoirement des éléments non structuraux, mais sont conçus pour résister aux forces qui agissent dans leurs plans et les transmettre aux éléments de contreventement.
- Dans l'étude dynamique plusieurs dispositions ont été essayés, mais elles donnaient des résultats non conformes aux recommandations du RPA. La variante retenue a donné des résultats acceptables en termes d'efforts et de déplacements.
- Il est indéniable que l'analyse sismique constitue une étape déterminante dans la conception parasismique des structures. En effet des modifications potentielles peuvent être apportées sur le système de contreventement lors de cette étape. Par conséquent, les résultats déduits de l'étape de pré-dimensionnement ne sont que temporaires lors du calcul d'une structure.

Toute fois, ce travail n'est pas une fin en soi, mais un pas concret vers l'accumulation d'expériences, l'acquisition de l'intuition et le développement de la réflexion inventive de l'ingénieur.

Bibliographie

- [1] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [2] Règles BAEL 91 modifiées 99(béton armé aux états limites), Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Édition CGS, Octobre 1988.
- [4] Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003).
- [5] Mémoires de fin d'étude, Tiaret.

Annexes

Annexe1

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	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					

Annexe2

Valeurs de $M_1 (M_2)$ pour $\rho = 1$

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

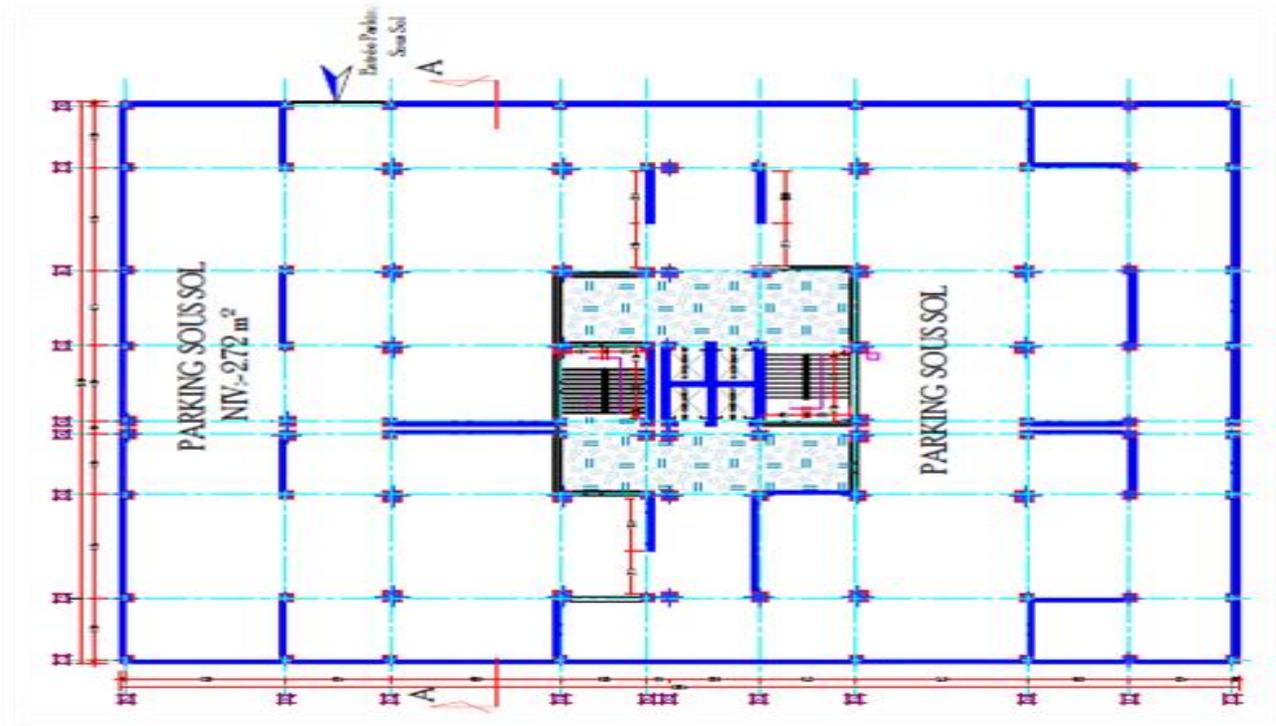
$\frac{I_x}{I_y}$ \ $\frac{I_y}{I_x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Annexe3

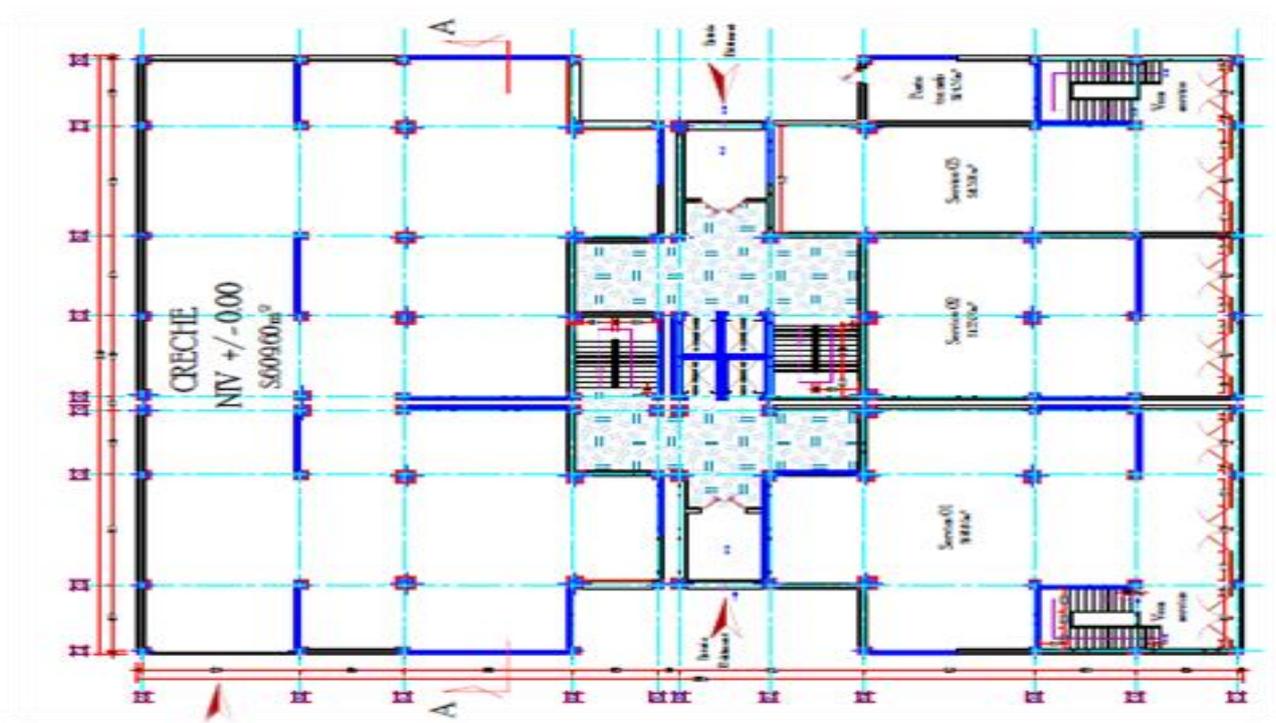
**Tableau des Armatures
(en Cm²)**

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	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	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

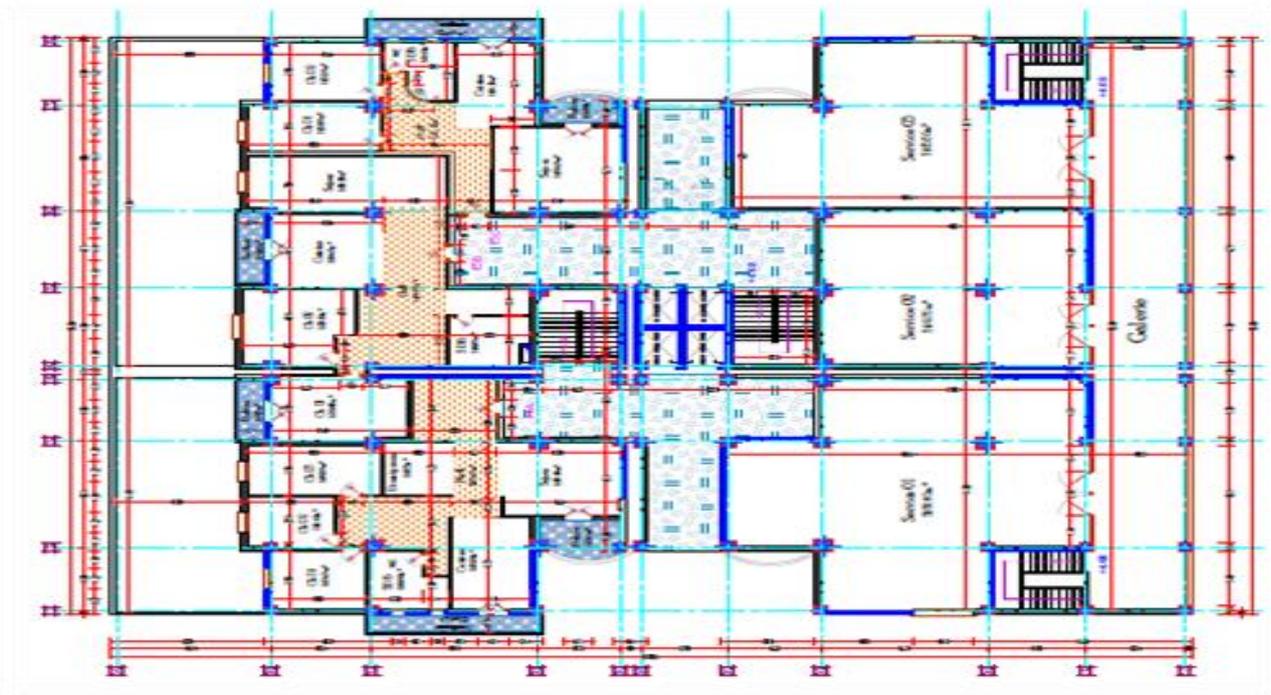
Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm.



PLAN DE SOUS-SOL



PLAN RDC



PLAN DE 1^{ERE} ETAGE



PLAN 2^{EME} OU 7^{EME} ETAGE