



DEPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL ET HYDRAULIQUE

Mémoire de fin d'études pour l'obtention du diplôme de master II en Génie Civil

Option : Constructions Civiles et Industrielles

THÈME :

Etude d'un bâtiment RDC et 9 étages à usage multiple

Présenté par:

MR MOUSSAOUI Bachir Mohamed Amine

MR ABBOU Zakaria

Jury composé de:

Mr.

Président

Mr. BENLEKEHAL N.

Encadreur

Mr.

Examineur

Mr.

Examineur

Année Universitaire : 2015-2016

REMERCIEMENT

*Avant tout, nous remercions dieu de tous puissant qui nous a donnée
sagesse et la santé de faire ce modeste travail.*

Nous tenons à adresser nos sincères remerciements à :

*Notre encadreur M^r BENLEKEHAL NOREDINE pour son extrême intention et
son suivie et ses conseils éclaircissants tout au long de cette étude.*

*Nous gratitude va particulièrement à tous nos enseignants de département
de Génie Civil, qui ont contribués à notre formation et pour leur
encouragement et leurs aides dont nous garderons d'excellents souvenirs.*

*Nous tenons à remercier également les ingénieurs et les architectes:
qui nous ont aidé par leur savoir et leur expérience.*

*En fin nous tenons à remercier tous ceux qui nous ont aidé et soutenus de
près ou de loin tout le long de notre formation.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Ma mère qui m'encourage beaucoup

mes frères et ma sœur

Tous les membres de ma grande famille

Mes amis et mes collègues

Tous les étudiants de G.C promotion 2016 CCI, BRG

Tous les étudiants de la promotion 2015

Toute personne ayant participé de loin ou de près pour la

réalisation de ce travail

Evidemment à mon binôme "Mr. Abbou Zakaria ".

Mr. Moussaoui Bachir Mohamed Amine

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mon père et ma mère qui m'encouragent beaucoup

Mes frères et mes soeurs

Tous les membres de ma grande famille

Mes amis

Tous les étudiants de G.C promotion 2016 CCI, BRG

Les étudiants de la promotion 2015

*Toute personne ayant participé de loin ou de près pour la
réalisation de ce travail*

*Evidemment à mon binôme " **Mr. Moussaoui Bachir** ".*

Mr. Abbou zakaria

ملخص

نقوم في هذه المذكرة ب دراسة والتحقق من بناية تتألف من طابق ارضي للمحلات و تسعة طوابق للاستخدام السكني. يقع هذا الهيكل في ولاية وهران المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم IIa احسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل RPA 99 modifié 2003

ان استقرار البناية يقوم على اعمدة,عرضات و جدران مشكلة من الخرسانة المسلحة ، لإنشاء تصميم طبق المعايير التي وضعتها الأنظمة المستخدمة في الجزائر (...CBA93;RPA99modifié2003) مع الأخذ بعين الاعتبار معيار الاقتصاد، استخدمنا برنامج ROBOT لتحديد السلوك الديناميكي للهيكل. تحديد الأبعاد و التسليح و التحقق من العناصر المقاومة للبناية اعمدة,عرضات و جدران مشكلة من الخرسانة المسلحة) يتم وفقا للأنظمة المذكورة أعلاه.

وفي الأخير ومن خلالالدراسة الجيوتقنية قمنا بدراسة البنية التحتية لل بناية (الأسس).

الكلمات المفتاحية : بناية، خرسانة، CBA93 ; RPA99 modifié 2003 ; ROBOT.

RESUME

Ce mémoire consiste à l'étude et la vérification d'un bâtiment en RDC à usage commercial et 9 étages à usage d'habitation. Cette structure est implantée dans la wilaya d'Oran qui est classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 modifié 2003) en zone IIa

La stabilité de la structure est assurée par des portiques (poteaux-poutres) et des voiles de contreventements.

Afin d'établir une conception conforme aux normes imposées par l'ensemble des règlements utilisés en Algérie (RPA99 modifié 2003, CBA93, ...), tout en tenant compte du critère de l'économie, nous avons utilisé le logiciel Robot pour déterminer le comportement dynamique de la structure.

Le calcul, le ferrailage et les vérifications des éléments résistants poteaux, poutres et voiles sont faits selon les règlements cités ci-dessus.

Et pour finir, nous procédons à l'étude de l'infrastructure à savoir les fondations.

Mots clés : Bâtiment ; béton ; ROBOT ; RPA99 modifié 2003 ; CBA93.

TABLE DES MATIERS

• Chapitre I :Présentation du projet

I-1. Présentation du projet :	2
I-2. Situation :	2
I-3. Caractéristiques de la structure :	2
I-4. Définition des éléments de l'ouvrage :	4
I-4.1 Ossature de l'ouvrage:	4
I-4.2 Plancher :	4
I-4.3 Escalier :	4
I-4.4 Maçonnerie :	4
I-4.5 Acrotères :	4
I-4.6 Balcon :	4
I-4.7 Fondation :	4
I-4.8 Revêtement :	4
I-5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	5
I-5.1 Introduction :	5
I-5.2 Définition des états limites :	5
I-5.3 Béton :	5
I-5.3.1 Résistances mécaniques du béton :	6
I-5.3.2 Contrainte limite :	6
I-5.3.3 Coefficient de poisson ν :	8
I-5.4 Acier :	8
I-5.4.1 Caractéristiques mécaniques :	8
I-5.4.2 Contrainte limite :	9
I-6 Conclusion	10

• Chapitre II :Prédimensionnement

II.1.Introduction:	11
II.2 Les charges réglementaires :	11
➤ Les charges permanentes :	11
➤ Les charges d'exploitation :	11
II .3 Prédimensionnement des planchers:	12
II .3.1 Evaluation des charges etsurcharges:	12
II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :	12
II.3.1.2 Plancher étage courant:	13
II .3.2 Plancher à corps creux:	13
II .4 Prédimensionnement Les poutres	14

II.4.1 Les poutres principales :	14
II.4.2 Les poutres secondaires (Chaînages) :	15
II.5 Lois de digression:	16
II.6 Prédimensionnement des poteaux :	16
II.6.1 Critère de résistance d'après le B.A.E.L91 :	17
Poteau centrale :	17
Section réduite du poteau :	19
Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):	19
Vérification du poteau au flambement :	19
II.6 Prédimensionnement des voiles :	21
Conclusion	22

• Chapitre III : Etude des planchers

I. Introduction :	24
II. Calcul des planchers a corps creux :	24
II.2 Etude des poutrelles :	25
III-2-2 Méthode de calcul:	26
a- Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :	26
b- Type de poutrelles :	27
c- Application du la méthode forfaitaire :	28
III-3 La méthode de Caquot :	28
III-4-1 Plancher étage courant :	29
A- Moments en appuis :	29
B- Moments en travée :	30
C- L'effort tranchant :	31
III.6 Calcul de la flèche :	38
III.7 - Sens 2 : (OY)	42
Application du la méthode forfaitaire :	44
III.7.1 Calcul des poutrelles :	44
III.7.1.1 Plancher étage courant :	45
A- Moments en appuis :	45
B- Moments en travée :	45
C- Vérification des moments en travées :	46
D- L'effort tranchant	47
Conclusion	47

• Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux

IV-A Etude de l'acrotère	49
Calcul des sollicitations :	49
Ferraillage de l'acrotère :	50
IV-B Escaliers:.....	54
Les types d'escalier:	56
Étage courant : (Escalier type 1).....	56
4-3-Etude de La poutre palière:	63
5- Etude d'un type d'escalier (deux volées et palier d'angle) :.....	66
Volée 3 :	66
IV-C balcons :.....	70
1- Dimensions :	70
2- Descente des charges :	71
3- Evaluation des charges :	71
4- Vérification des contraintes :	72
5- Vérification d'effort tranchant :	72
6- Vérification de la flèche :	72
7- Le contre poids :	73
IV-D ETUDE D'ASSEUSEUR :	74
1- Introduction :	74
2- Caractéristiques des ascenseurs :	75
3- Calcul de la charge :	75
4- Vérification de la dalle au poinçonnement :	77
5- Evaluation du moment dus aux charges concentrées :	78
5-8- Calcul du ferraillage de la dalle:	80
6- Vérification à L'E.L.S :	82
6-8 Vérification de la flèche	84
Conclusion.....	84
Chapitre V : Etude Sismique	
V.1 Introduction :	86
V.2 Choix de la méthode de calcul :	86
V.4 Présentation de méthode de calcul :	87
V.4.1 Méthode statique équivalente	87
V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale	87
Nombre de mode a considérer :	90

V.5 Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalente :	91
V.6 Les déplacements latéraux inter étages :	92
V.7 Justification de l'effet P- Δ :	93
V.8 Vérification au renversement :	94
Conclusion	95
• Chapitre VI : Etude des éléments structuraux	
VI.1 Introduction :	97
VI.2 Ferrailage des poutres	97
Combinaisons des charges :	97
VI.2.1 Exemple de calcul	99
VI.3 Ferrailage des poteaux:	103
Combinaisons des charges	103
VI.3.1 Exemple de calcul	105
VI.4 Étude des voiles:	109
VI.4.2 Les sollicitations	111
VI.4.3 Etapes de calcul	111
Conclusion	114
• Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction :	116
VII.2. Classification des fondations :	116
VII.3 Calcul des fondations :	116
VII.3.1 Semelles isolées :	117
VII.3.2 Semelles filantes :	118
VII.4 Exemple de calcul :	120
Calcul de La longueur élastique :	120
Calcul du Poids propre de la semelle:	120
Vérification des contraintes :	121
Calcul des Sollicitations à L'E.L.U:	121
Calcul du ferrailage:	122
VII.5 Calcul de la poutre de libage (nervure) :	123
VII.6 Etude de longrine :	125

La liste des tableaux :

- **Chapitre II :Présentation du projet**

N ⁰ Tableau	Les titres	Page
I-1	Les valeurs de la limite d'élasticité	12

- **Chapitre II :Prédimensionnement**

N ⁰ Tableau	Les titres	Page
II-1	La charge permanente (G) pour terrasse inaccessible	12
II-2	La charge permanente (G) pur étage courant	13
II-3	Dimensions des poutres	16
II-4	La Dégression des surcharges	16
II-5	Vérifications de flambement et les conditions de RPA 2003	20
II-6	Récapitulation de prédimensionnement des poteaux et des poutres	21

- **Chapitre III : Etude des planchers**

N ⁰ Tableau	Les titres	Page
III-1	Evaluation des charges	27
III-2	Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour les planchers étage courant (ELU ; ELS)	33
III-3	Les sollicitations maximales	33
III-4	Caractéristiques des matériaux	34
III-5	Vérification de la contrainte de service limite pour le béton étage courant	36
III -6	Vérification d'effort tranchant niveau terrasse	36
III-7	Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour les planchers à l'E.L.U	47

- **Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux**

N ⁰ Tableau	Les titres	Page
------------------------	------------	------

IV -1	Chargement du Palliasse	55
IV -2	Chargement du palier	55
IV -3	Combinaison d'action	56
IV -4	Les sollicitations maximales	59
IV -5	Calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis de volée	62
IV -6	Le ferrailage de poutre palière	64
IV-7	Vérification de la contrainte de service limite pour le béton (poutre palière)	64
IV-8	Les sollicitations maximales	69
IV-9	Calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis de volée	69
IV-10	Vérification de la contrainte du béton	69
IV-11	charge permanente (G) de balcon	70
IV-12	Les moments isostatiques des rectangles	79
IV-13	Les moments isostatiques des rectangles	82

- **Chapitre V : Etude Sismique**

N ^o Tableau	Les titres	Page
V -1	Classification des sites	87
V -2	Résultat des modes de vibration de la structure après stabilisation	91
V -3	Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E	93
V -4	Les déplacements maximaux	93
V -5	Vérification à l'effet P-Δ	94

- **Chapitre VI : Etude des éléments structuraux**

N ^o Tableau	Les titres	Page
VI -1	Récapitulation du ferrailage des poteaux	108
VI -2	Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles de sens horizontalement	113

- **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

N ^o Tableau	Les titres	Page
VII -1	Effort normal appliqué sur les fondations	117
VII -2	Sections des semelles filantes	119

VII -3	Les sollicitations des semelles filantes	119
VII -4	Ferraillage en travée	122
VII -5	Ferraillage en appui	122

La liste des figures :

- **Chapitre I :Présentation du projet**

N ^o Figure	Les titres	Page
I-1	Plan étage courant	1
I-2	Coupe A-A	2
I-3	Façade principale	2
I-4	Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton	6
I-5	Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS	6
I-6	Diagramme contrainte déformation d'acier	8

- **Chapitre II :Prédimensionnement**

N ^o Figure	Les titres	Page
II-1	Description des composantes de la charge du plancher (terrasseinaccessible)	12
II-2	Description des composantes de la charge(étage courant)	13
II-3	Section d'une poutre principale	15
II-4	Section d'une poutre secondaire	15
II-5	Surface afférente du poteau le plus sollicité	18
II-6	Coupe de voile en élévation	22

- **Chapitre III : Etude des planchers**

N ^o Figure	Les titres	Page
III-1	Dimensions des poutrelles	25
III-2	Section de calcul	26
III-3	Type de poutrelle I	27
III-4	Type de poutrelle II	27
III-5	Type de poutrelle I sens2	27
III-6	Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]	32
III-7	Diagramme des Effort tranchants, T [KN]	32
III-8	Section de calcul en travée	34
III-9	Section de calcul enappuis.	35
III-10	Dessin de ferrailage des poutrelles dans l'appui	38
III-11	Centre de graviter	40
III-12	Type de poutre I sens2	44

- **Chapitre IV : Etude des éléments non structuraux**

N⁰Figure	Les titres	Page
IV -1	Coupe verticale sur l'acrotère	49
IV -2	Schéma statique de l'acrotère	49
IV -3	Section de ferrailage d'acrotère	50
IV -4	Distance de l'axe neutre	52
IV -5	Plan de ferrailage de l'acrotère	54
IV -6	schéma d'un escalier	55
IV -7	Vue en plan de l'escalier	56
IV-8	Schéma statique d'un escalier à palliasse avec palier de repos	57
IV-9	Section de calcul de la paillasse en travée	59
IV-10	Section de calcul de la paillasse en appui	60
IV-11	Schéma statique de la poutre palière	63
IV-12	Ferrailage de la poutre palière	66
IV-13	Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos	67
IV-14	Schéma d'une volée et de palier de repos	68
IV-15	Schéma de ferrailage du balcon	74
IV-16	Ascenseur	74
IV-17	Schéma de poinçonnement	77

- **Chapitre V : Etude Sismique**

N⁰Figure	Les titres	Page
V -1	Spectre de réponse	88
V -2	Dispositions des voiles	90

- **Chapitre VI : Etude des éléments structuraux**

N⁰Figure	Les titres	Page
VI-1	Schéma de ferrailage de la poutre principale en appui	101
VI-2	Schéma de ferrailage de la poutre principale en travée	102
VI-3	Schéma de ferrailage de la poutre secondaire en appui	102
VI-4	Schéma de ferrailage de la poutre secondaire en travée	102
VI-5	Section de ferrailage des poteaux RDC, 1 ^{ème} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	107
VI-6	Schéma de la zone nodale	108
VI-7	Section de ferrailage des poteaux 4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	109
VI-8	Section de ferrailage des poteaux 7 ^{ème} , 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étages	109

- **Chapitre VII : Etude de l'infrastructure**

N⁰Figure	Les titres	Page
VII -1	Semelle filante	118

VII-2	Ferraillage de libage de la semelle	124
-------	-------------------------------------	-----

Notations

G	Charge permanente
Q	Surcharge d'exploitation
E	Charge sismique
q_u	Chargement ultime
q_{ser}	Chargement de service
B	Aire d'une section de béton
A_s	Section d'aciers
A_t	Aire d'une section d'acier transversale
A_{max}, A_{min}	Section d'acier maximale Et minimale
B_r	Section réduite du poteau
M_u	Moment ultime
M_{ser}	Moment de service
M_t	Moment fléchissant maximal en travée
M_a	Moment fléchissant maximal en appui
N_u	Effort normal ultime
N_{ser}	Effort normal de service
f_{c28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la compression à 28 jours
f_{t28}	Résistance caractéristique de calcul du béton à la traction à 28 jours
f_e	Limite élastique de l'acier
L_f	Longueur de flambement
a, b	Dimensions transversales d'un poteau
b, h	Dimensions transversales d'une poutre
E	Module d'élasticité longitudinale
E_b	Module de déformation longitudinale du béton
γ_b	Coefficient partiel de sécurité sur le béton
γ_s	Coefficient partiel de sécurité sur l'acier
λ	Elancement mécanique d'une pièce
σ_b	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
ν	Coefficient de Poisson

Introduction générale

Le développement des techniques et du savoir-faire dans le domaine de la construction a donné une avancée importante dans le secteur de la construction, surtout avec la venue des nouveaux matériaux de construction tels que (béton armé, béton précontraint, Charpente métallique).

Les études techniques ou d'engineering du bâtiment à comme buts :

- ✓ La sécurité: assurer la stabilité de l'ouvrage.
- ✓ Economie : sert à diminuer les coûts du projet.
- ✓ Confort.
- ✓ Esthétique.

Le présent travail est une étude technique d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commercial, composée de RDC et 9 étages contreventée par voiles et portiques.

Notre travail est structuré comme suit :

- ✓ Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- ✓ Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tels que les poteaux, les poutres et les voiles).
- ✓ Le 3^{ème} chapitre présente le calcul des planchers étages courants et terrasse.
- ✓ Le 4^{ème} présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers, balcon et étude d'ascenseur.
- ✓ Le chapitre qui le suit portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propre de la structure lors de ça vibration. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse de logiciel robot auto-desk structural analysis version 2014
- ✓ Le calcul de ferrailage des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel Robot.
- ✓ Pour le dernier chapitre en présente l'étude des fondations et suivie par une conclusion générale.

I-1. Présentation du projet :

Notre projet de fin d'études consiste en l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (R+9) comportant 36 logements, dans le territoire de l'arrondissement urbain de la Wilaya d'Oran.

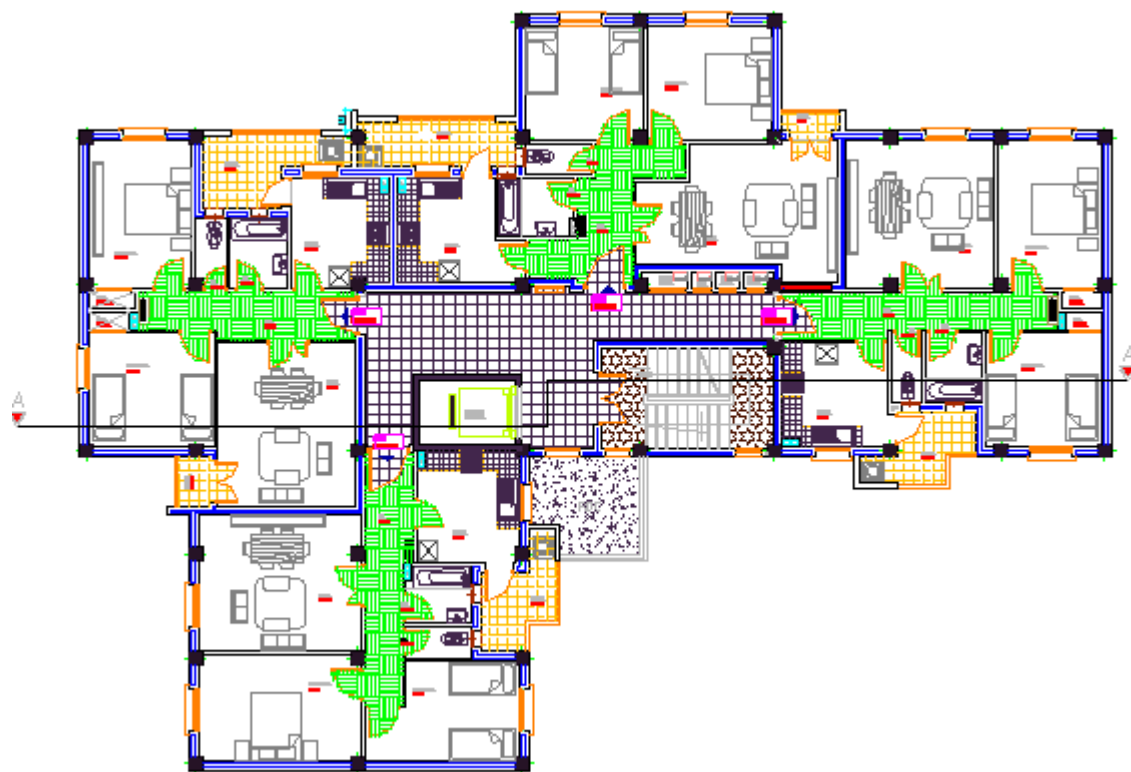
I-2. Situation :

Le bâtiment sera implanté à la périphérie de la wilaya d'Oran « Oued Telilat », cette zone est classée par les règles parasismiques Algériennes 99/version 2003 comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

Ce bâtiment appartient au groupe d'usage 2

I-3. Caractéristiques de la structure :

Notre bâtiment présente une irrégularité en plan, la forme en plan est en L.



FigureI-1) Plan étage courant



FigureI-2) Coupe A-A



FigureI-3)Façade principale

I-3.1 Dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur totale de bâtiment $H = 34.2\text{m}$.
- ✓ Hauteur de RDC $h = 3.6\text{m}$.
- ✓ Hauteur d'étage courant $h = 3.06\text{m}$.

I-3.2 Dimensions en plans:

- ✓ Longueur totale $L_{\text{long}} = 30.15\text{m}$.
- ✓ Largeur totale $L_{\text{trans}} = 22.10\text{m}$.

I-4. Définition des éléments de l'ouvrage :**I-4.1 Ossature de l'ouvrage:**

Le contreventement de la structure est assuré par des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I-4.2 Plancher :

Les planchers adoptés pour notre structure sont des planchers à corps creux.

I-4.3 Escalier :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre avec deux volées et paliers inter étage.

I-4.4 Maçonnerie :

La maçonnerie la plus utilisée en ALGERIE est en briques creuses pour cet ouvrage nous avons deux types de murs

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

I-4.5 Acrotères :

La terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60cm et 100cm et de 10cm d'épaisseur.

I-4.6 Balcon :

Est un porte-à-faux encastré dans le plancher.

I-4.7 Fondation :

Elle répartissait le poids de la structure vers le sol.

I-4.8 Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

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

I-5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :**I-5.1 Introduction :**

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/2003.

I-5.2 Définition des états limites:

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'une de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux états limites:

a/ État limite ultime: (ELU)

Correspondant à la limite:

- ✓ Soit de l'équilibre statique de la construction (pas de renversement).
- ✓ Soit de la résistance de l'un des matériaux (pas de rupture).
- ✓ Soit de la stabilité de forme .

b/ État limite de service:(ELS)

Définissant les conditions que doit satisfaire l'ouvrage pour que son usage normal et sa durabilité soient assurés.

- ✓ État limite de compression du béton.
- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de déformation.

I-5.3 Béton :

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dont des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le béton possède les qualités suivantes :

1. La résistance mécanique, essentiellement résistant à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
2. La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
3. Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement les plus faibles possibles.

4. La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
5. On peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

I-5.3.1 Résistances mécaniques du béton :

I-5.3.1.1. Résistance à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16cm de diamètre et 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

Selon le CBA 93 : Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :

$$f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log^{10} (j+1)$$

et pour $j \geq 28$ jours $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$

I-5.3.1.2 Résistance à la traction f_{tj} :

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \text{ avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

I-5.3.2 Contrainte limite :

I-5.3.2.1 État limite ultime (ELU) :

5.3.2.1.1 Contrainte ultime du béton :

Pour le calcul à l'E.L.U, on adopte le diagramme dit "parabole–rectangle" (Fig. I.4). En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessous, les déformations relatives étant limitées à 2‰.

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

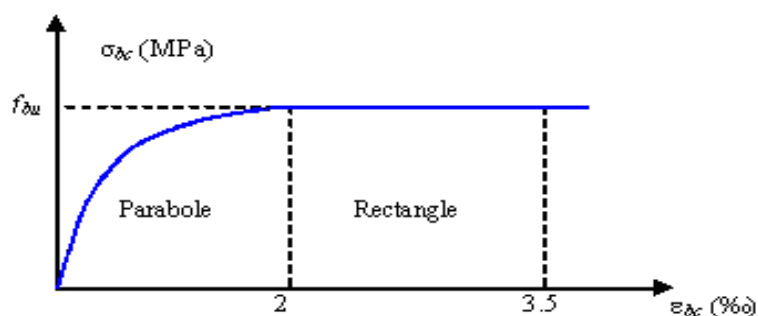


Figure I-4) Diagramme parabole-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

Avec :

- ✓ f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$
- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.
- ✓ θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

5.3.2.1.2 Contrainte ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\bar{\tau} = \min (0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min (0.10 f_{c28}, 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

I-5.3.2.2 État limite de service (ELS) :

Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

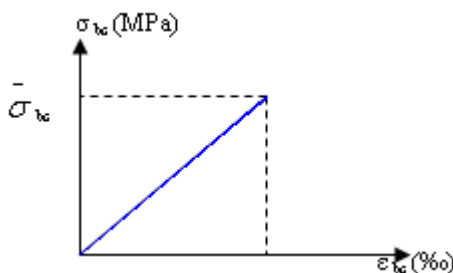


Figure I-5) Diagramme contrainte déformation du béton de calcul à l'ELS

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$

Le module de déformation longitudinal différée du béton E_{vj} est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

On a pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$

I-5.3.3 Coefficient de poisson ν :

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

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

$\nu = 0$ dans le cas des états limites ultimes.

I-5.4 Acier :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, Il présente une très bonne résistance à la traction, et une bonne résistance à la compression dans le cas d'élancements faibles. Si aucune précaution n'est prise il peut subir des effets de corrosion. C'est un matériau très ductile, qui attend des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

les aciers pour le béton armé sont ceux de:

- ✓ Nuance pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ✓ Nuance mi-dure et dure pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à: $E_s = 200\,000 \text{ Mpa}$

I-5.4.1 Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier. Ce modèle est en fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

La valeurs de la limite d'élasticité f_e est garantie par le fournisseur.

Tableau I-1 : Les valeurs de la limite d'élasticité

type	Nuance	f_e (Mpa)	Emploi
Ronds lisses	F _e E22	215	Emploi courant.
	F _e E24	235	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type 1 et 2	F _e E40	400	Emploi courant.
	F _e E50	500	
Fils tréfiles HA Type 3	F _e TE40	400	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
	F _e TE50	500	
Fils tréfiles lisses Type 4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520	

I-5.4.2 Contrainte limite :

I-5.4.2.1 État limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la figure (I-6).

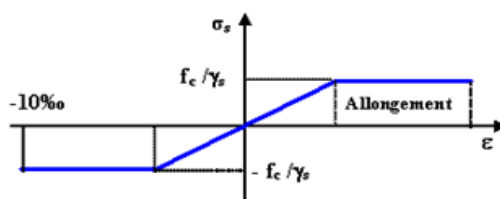


Figure I-6) Diagramme contrainte déformation d'acier

Où

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\,000 \text{ MPa.} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ cas de situations accidentelles .

$\gamma_s = 1.15$ cas de situations durable ou transitoire.

I-5.4.2.2 Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- ✓ Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e , 110 \sqrt{\eta f_{ij}})$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \min (1/2 f_e , 90 \sqrt{\eta f_{ij}})$.

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à haute adhérence (HA).

I-6 Conclusion

Notre projet est un bâtiment de forme irrégulière en plan (forme de L) les matériaux choisis pour l'élaboration de l'étude de structure sont essentiellement un béton de résistance à la compression $f_{c28} = 25\text{Mpa}$ et des armatures haute adhérence de nuance FeE400.

II.1.Introduction:

Le prédimensionnement des éléments de la structure : les planchers, les poutres, les poteaux et les voiles est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelle, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.

- Sollicitations horizontales

Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitué par les portiques.

Le prédimensionnement de tous les éléments de l'ossature est conforme aux règles B.A.E.L 91, CBA93 et R.P.A 99 V2003

II.2 Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids propre.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

➤ Les charges permanentes :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitations.

➤ Les charges d'exploitation :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque.

Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer

Systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le D.T.R des charges permanentes et charges d'exploitations.

II .3 Prédimensionnement des planchers:

-Le plancher est une séparation horizontale entre étage sa conception influe sur les autres éléments de la construction du point de vue technique et financiers.

-Leur rôle principale est la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement et la répartition des charges et surcharges sur les éléments porteurs.

II .3.1 Evaluation des charges etsurcharges:

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher.

II.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

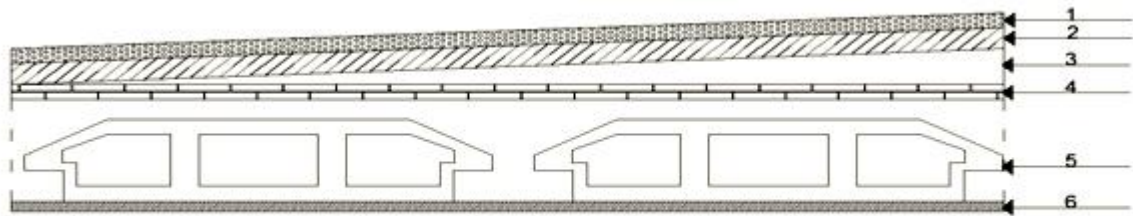


Figure II.1) Description des composantes de la charge du plancher (terrasse inaccessible)

Tableau II-1) La charge permanente (G) pour terrasse inaccessible

	CHARGEMENTS	Epaisseur(cm)	Charge(kg/m ²)
1	Gravillons de protection	4	75
2	Étanchéité multicouche	3	12
3	Forme de pente moyenne	12	220
4	Isolation thermique en liège	4	16
5	Plancher à corps creux	20	280
6	Enduit en plâtre	2	20
	Σ	42	623

- Charge permanente $G=623 \text{ Kg/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q=100 \text{ Kg/m}^2$

II.3.1.2 Plancher étage courant:

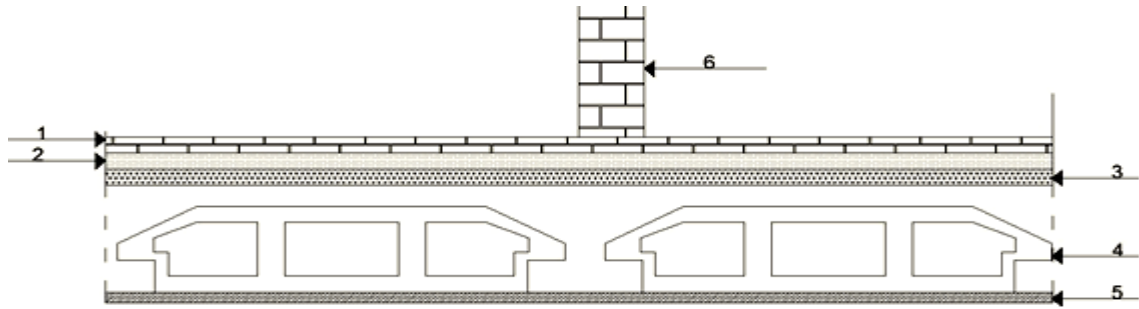


Figure II-2) Description des composantes de la charge (étage courant)

Tableau II-2) La charge permanente (G) pur étage courant

	CHARGEMENTS	Epaisseur(cm)	Charge(kg/m ²)
1	Carrelage(2cm)	2	44
2	Mortier de pose(1,5cm)	1.5	40
3	Lit de sable(3cm)	3	51
4	Plancher à corps creux (16 + 4)cm	20	280
5	Enduit en plâtre(2cm)	2	20
6	Cloison légère(10cm)	10	75
	ΣG_i	42.5	510

- Charge permanente $G=510 \text{ Kg/m}^2$
- Charge d'exploitation $Q=150 \text{ Kg/m}^2$

➤ Charge permanente (G) Mur extérieure

Maçonnerie (30cm) = 2.6 kn/m^2

$G=2,6 (3,06 - 0,40)$

$G= 6,91 \text{ KN/ml}$

II .3.2 Plancher à corps creux:

Les planchers à corps creux sont composés de trois éléments principaux :

- ✓ Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu.
- ✓ Les poutrelles en béton armé qui assure la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de tractions à leur armatures.
- ✓ Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

La hauteur de l'hourdis et de l'entrevous dépend de la portée des poutrelles. Par contre l'entre axes entre deux poutrelles est de 60cm.

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \equiv \left(\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \right) h_t : \text{Hauteur totale du plancher.}$$

- Pour $L=430\text{cm}$. L : la portée max d'une poutrelle

$$h_t \geq \frac{430}{22,5}$$

$$h_t = 19,11 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur $h_t=20\text{cm}$, soit un plancher (16+4) cm

II .4 Prédimensionnement Les poutres

-Les poutres sont des éléments porteurs disposées horizontalement, elles sont dites élancées car leur portées (L) est grande par rapport à leur hauteur (h) et à leur largeur (b). Elles ont pour rôle de transmettre aux poteaux les charges verticales dues aux planchers.

Le pré-dimensionnement des poutres est effectué selon [2] et vérifié selon [1].

- Selon [2] :

$$\begin{cases} \frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \\ 0,4 h_t \leq b \leq 0,8 h_t \end{cases}$$

- Vérification d'après [1]:

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h_t}{b} \leq 4$$

Avec :

L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre

II .4 .1 Les poutres principales :

$$L = L_{\max} = 4,35\text{m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 29\text{cm} \leq h \leq 43,5\text{cm.}$$

$$\rightarrow h = 40\text{cm}$$

$$0,4 h_t \leq b \leq 0,8 h_t \Rightarrow 16 \leq b \leq 32\text{cm}$$

$$\rightarrow b = 30\text{cm}$$

- Vérification d'après [1]:

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b=30 \geq 20 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1.28 \leq 4$$

Pour les poutres principales (PP) on prend :

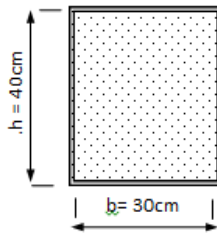


Figure II-3) Section d'une poutre principale

II .4 .2 Les poutres secondaires (Chaînages) :

$$L = L_{\max} = 4.30 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 28.66 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

$$\rightarrow h = 30 \text{ cm}$$

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ cm}$$

$$\rightarrow b = 25 \text{ cm}$$

Les dimensions des poutres doivent satisfaire à la condition du R.P.A 99 V2003.

$$b=25 \geq 20 \text{ cm}$$

$$h = 30 \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

$$\frac{h_t}{b} = 1.4 \leq 4$$

Pour les poutres secondaires (PS) :

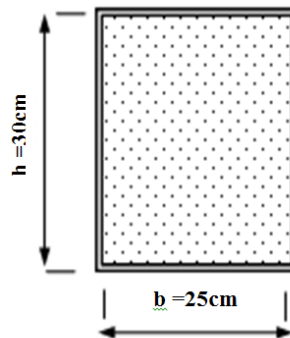


Figure II-4) Section d'une poutre secondaire

Le tableau suivant résume les sections des poutres.

Tableau II-3) Dimensions des poutres

Niveau	Section (cm ²)
Poutre principale	30x40
Poutre secondaire	25x30

II.5 Lois de digression:

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, nous appliquons pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q.

Q : Charged'exploitation.

Ce qui donne : $Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$ Donnée par « **BAEL 91 modifié 99** »

Avec

n : Nombred'étage.

Q_0 : La charge d'exploitation sur la terrasse.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Tableau II-4) La Dégression dessurcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
T	Q0	$\Sigma_0 = Q_0$	1
P08	Q1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
P07	Q2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
P06	Q3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,055
P05	Q4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
P04	Q5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
P03	Q6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
P02	Q7	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,71(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,455
P01	Q8	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,69(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,28
R.D.C	Q9	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,67(Q_1 + \dots + Q_9)$	9,045

II.6 Prédimensionnement des poteaux :

- Le prédimensionnement 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

II.6.1 Critère de résistance d'après le B.A.E.L91 :

$$B_r \geq \frac{K\beta N_u}{\theta \left(\sigma_{bc}/0,9 \right) + 0,85(A/B_r)\sigma_s}$$

Avec :

B_r : Section réduite de béton en retirent 1cm d'épaisseur de béton sur toute la périphérique du poteau,

θ :Facteur de durée d'application des charges $\theta = 1$ (lorsque la durée est $\geq 24h$).

D'après les règles de B.A.E.L $A/B_r = 0,8\%$ (zone II a)

k =

$$\frac{0,85}{\alpha} = \beta = \begin{cases} 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{si } \lambda \leq 50 \\ 0,85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

β :Coefficient qui dépend de l'élancement du poteau.

$\lambda = 35$ Pour toutes les armatures participent à la résistance. Dans ce cas $\beta = 1,2$.

$$\begin{aligned} f_{c28} &= 25MP_a \gamma_b = 1,5 \quad \text{et} \quad \gamma_s = 1,15MP_a \\ \sigma_{bc} = f_{bu} &= \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2MP_a \\ \sigma_s = f_{ed} &= \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348MP_a \\ N_u &= 1,35N_g + 1,5N_q \end{aligned}$$

Avec:

N_u :L'effort normal ultime.

N_g :L'effort normal de la charge permanente.

N_q :L'effort normal de la charge d'exploitation.

Donc: $B_r \geq 0,66N_u(\text{cm}^2)$ avec N_u en(KN).

Poteau centrale :

Le poteau le plus sollicité a une surface afférente :

$$S_{aff} = (4,725 - 0,25) \times (5,525 - 0,30) = 23,38\text{m}^2$$

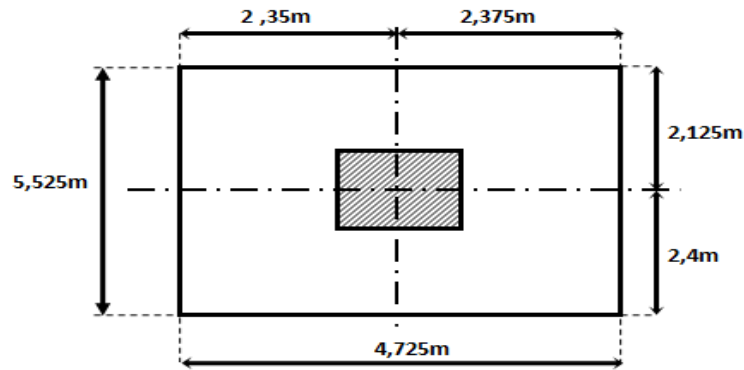


Figure II.5) Surface afférente du poteau le plus sollicité

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

❖ Pour une section rectangulaire

✓ $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$ En zone I et II

✓ $\text{Min}(a, b) \geq 30\text{cm}$ En zone III

✓ $\text{Min}(a, b) \geq \frac{h_e}{20}$

✓ $\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$

Nous adoptons pour des poteaux carrés ($a=b$).

Poutre principale : cumul des poutres principales.

$$P.P = 25,00 \times h \times b = 25,00 \times 0,40 \times 0,30 \Rightarrow P.P = 3(\text{KN/ml})$$

Poutre secondaire: cumul des poutres secondaires.

$$P.S = 25,00 \times h \times b = 25,00 \times 0,35 \times 0,25 \Rightarrow P.S = 2,18(\text{KN/ml})$$

9ème étage:

$$\text{Plancher} \dots (G \times S_{aff}) = (6,23 \times 23,38) = 145,65\text{KN}$$

$$\text{Surcharge} \dots Q \times S_{aff} = 1,00 \times 23,38 = 23,38\text{KN}$$

$$\text{Poutre} \dots [(2,626 \times 0,3 \times 0,40) + (2,362 \times 0,25 \times 0,35)] \times 25 = 13,04\text{KN}$$

$$N_G = 158,69 \text{ KN}$$

$$N_Q = 23,38\text{KN}$$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = (1,35 \times 158,69) + (1,5 \times 23,38) = 249,3\text{KN}$$

8ème étage:

$$\text{Plancher} \dots (5,10 \times 23,38) + 158,69 = 277,92\text{KN}$$

$$\text{Surcharge} \dots 1,5 \times 23,38 = 35,07\text{KN}$$

Poutre.....13,04KN

$$N_G = 290,96KN \quad N_Q = 35,07KN$$

$$N_u = (1,35 \times 290,96) + (1,5 \times 35,07) = 445,41KN$$

Niveau R.DC :

Plancher..... (5, 10×23,38)+ 1216,77=1336KN

Surcharge.....3,5×23,38=81,83 KN

Poutre.....13,04KN

$$N_G = 1349,04KN \quad N_Q = 81,83KN \quad N_u = 1943,94KN$$

Section réduite du poteau :

$$B_r \geq 0,66 \times 249,3 = 113,81cm^2$$

$$B_r = (a - 0,02) \times (b - 0,02)$$

Avec: $a=b$

$$a = \sqrt{B_r} + 0,02$$

$$a = \sqrt{172,45} + 0,02$$

$$a = 13,68cm = 0,10m$$

On prend la section du poteau (35×35)

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

Vérification des dimensions : dans notre cas on a ($a=b=35cm$)

$\min(a, b) \geq 25cm$ $a=35$ Vérifiée.

$\min(a, b) \geq \frac{he}{20}$ $a=35 \geq \frac{he}{20} = 15,3$ Vérifiée.

$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4$ $\frac{1}{4} \leq \frac{35}{35} \leq 4$ Vérifiée.

Vérification du poteau au flambement :

❖ **Calcul de moment d'inertie :**

$$I_X = I_Y = \frac{a \times b^3}{12}$$

$$= \frac{35 \times 35^3}{12}$$

$$I_X = I_Y = 125052 cm^4$$

❖ **Rayon de giration i_x, i_y :**

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{I_X}{A}} \quad \text{Avec : } A = a \times b \text{ (la section de poteau)}$$

$$\text{Donc: } A = 35 \times 35 = 1225 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{\frac{125052}{1225}} = 10,10 \text{ cm}$$

❖ Calcul de l'élancement :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

$$L_f = 0,7 L_0$$

$$L_0 = 3,06 \text{ m} \Rightarrow L_f = 0,7 \times 3,06$$

$$L_f = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{214,2}{10,10} = 21,20$$

Donc on a :

$$\lambda_x = \lambda_y = 21,42 \leq 35 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

Tableau II-5) Vérifications de flambement et les de conditions RPA 2003

Nombre des étages	N_u (KN)	B_r (cm ²)	A=B (cm)	Vérification de (RPA 99)	Vérification au flambement			Section (a×b)
					I (m)	λ	$\lambda \leq 35$	
09 ^e me	249,3	312,7	35* 35	C.V	0.10	21.42	C.V	(35×35)
08 ^e me	445,41	440,98	35* 35					
07 ^e me	623,96	569,25	35* 35					
06 ^e me	802,53	697,21	35* 35					
05 ^e me	981,10	825,78	40* 40	C.V	0.11	19.47	C.V	(40×40)
04 ^e me	1159,65	954,05	40* 40					
03 ^e me	1338,23	1081,77	40* 40					
02 ^e me	1516,79	1210,04	45* 45	C.V	0.12	17.85	C.V	(45×45)
01 ^e me	1695,25	1338,3	45* 45					
RDC	1943,94	1489,72	45* 45					

Tableau II-6) Récapitulation de prédimensionnement des poteaux et des poutres

Element	Poteau	Poutres Principale	Poutres Secondaire
RDC	(45x45)	(30x40)	(25x30)
Étage 1	(45x45)	(30x40)	(25x30)
Étage 2	(45x45)	(30x40)	(25x30)
Étage 3	(40x40)	(30x40)	(25x30)
Étage 4	(40x40)	(30x40)	(25x30)
Étage 5	(40x40)	(30x40)	(25x30)
Étage 6	(35x35)	(30x40)	(25x30)
Étage 7	(35x35)	(30x40)	(25x30)
Étage 8	(35x35)	(30x40)	(25x30)
Étage 9	(35x35)	(30x40)	(25x30)

II.6 Prédimensionnement des voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifiés par l'article 7.7.1 du RPA99, les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux (ça dépend de la conception)

- ✓ Les charges verticales, charges permanentes et surcharges.
- ✓ Les actions horizontales, effet de séisme et du vent.
- ✓ Les voiles assurant le contreventement sont supposées pleines.

Seuls les efforts de translation seront pris en compte, ceux de la rotation ne sont pas connus dans le cadre du pré dimensionnement.

D'après le RPA99 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4 e$) » sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires.

Avec : L : portée du voile. , e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99 « l'épaisseur minimale est de 15 cm », de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiquées à la figure ci-dessous

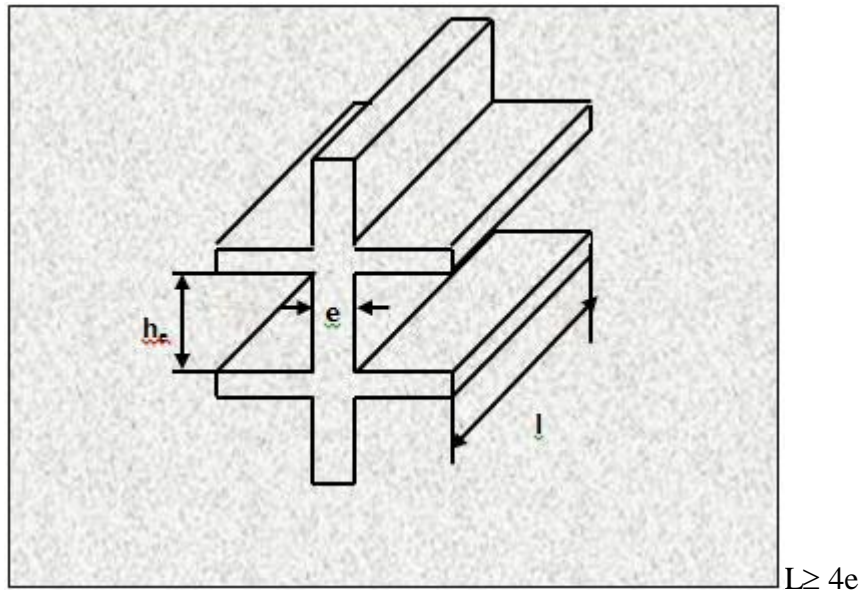


Figure II-6) Coupe de voile en élévation

On a :

- $h_v = 360 \text{ cm} \rightarrow e \geq 360/20 = 18 \text{ cm}$ pour le RDC.

- $h_v = 306 \text{ cm} \rightarrow e \geq 306/20 = 15.3 \text{ cm}$ pour les étages courants.

On adopte l'épaisseur du voile : **$e = 20 \text{ cm}$**

Conclusion

Le prédimensionnement, l'évaluation de charges et la descente de charges sont des étapes nécessaires à achever, afin de pouvoir entamer la suite de notre étude. Ce chapitre nous a permis de prédimensionner les éléments porteurs (poutres, poteaux, voile) ; les sections adoptées en prédimensionnement peuvent être augmentées après calcul dynamique.

I. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure .Ils supportent les charges verticales, les transmettent aux éléments porteurs et ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Nous avons un plancher en corps creux constitué d'éléments porteurs (poutrelle) et éléments de remplissage (corps creux) , le tout surmonté d'une dalle de compression de 4cm d'épaisseur.

II. Calcul des planchers a corps creux :

II.1 Ferrailage de la dalle de compression :

Pour le ferrailage de la dalle de compression les conditions suivantes doivent être respectées les règles BAEL91.

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm et être armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

-20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

-30cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Lorsque l'écoulement (L_n) entre-axe des nervures est inférieur ou égale à 50cm,on a :

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} ; A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

lorsque l'écoulement (L_n) entre-axe des nervures comprise entre 50cm et 80cm ,on a :

$$A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} ; A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$$

Avec :

A_{\perp} : la section des armatures (\perp) aux nervures (A_{\perp} en cm^2/ml)

$A_{//}$: la section des armatures ($//$) aux nervures ($A_{//}$ en cm^2/ml)

L_n : distance entre -axe des nervures en (cm)

f_e : limite d'élasticité (Treillis soudés $\emptyset \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow f_e = 520 \text{ MPa}$)

Armatures perpendiculaires aux nervures :

On a: $50\text{cm} \leq L_n \leq 80\text{cm}$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 * 60}{520} = 0.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Choix : $A_{\perp} = 5 \text{ } \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$\varnothing 6 \longrightarrow (e = 20 \text{ cm})$

Armatures parallèles aux nervures :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \Rightarrow A_{//} \geq \frac{1.41}{2}$$

$$A_{//} \geq 0.705 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix : $A_{//} = 5 \text{ } \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$\varnothing 6 \longrightarrow (e = 20 \text{ cm})$

II.2 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont disposées suivant la plus petite portée et elles travaillent comme une section (T) soumise à la flexion simple.

II.2.1 Prédimensionnement :

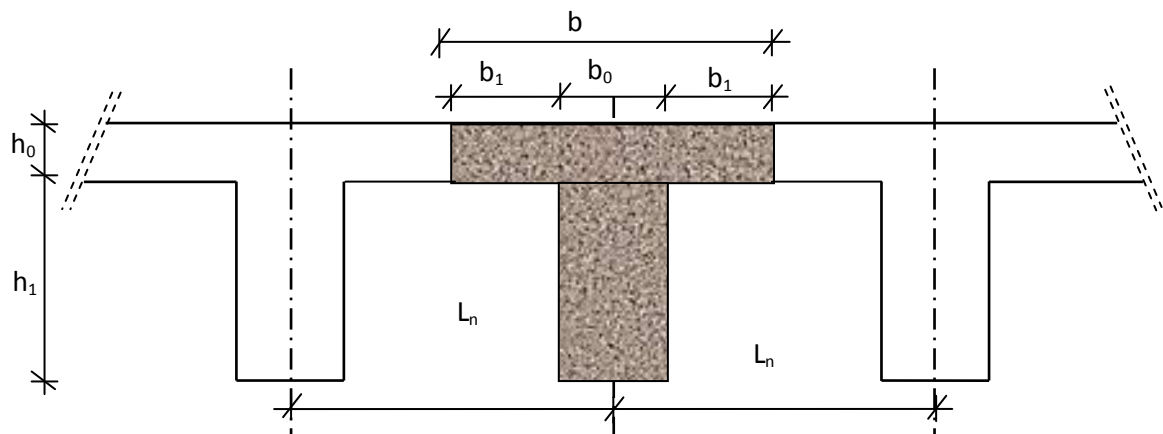


Figure III.1) Dimensions des poutrelles.

$$h_t = 20 \text{ cm} \begin{cases} 16 \text{ cm Épaisseur (h) de corps creux.} \\ \text{Épaisseur de la dalle de compression } 4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{cases}$$

Selon le BAEL on donne :

$$\text{On a : } 0.4h_t \leq b_0 \leq 0.8h_t$$

$$b_1 = \min \begin{cases} (L_n - b_0) / 2 \\ L / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases}$$

Avec :

L_n : la distance entre axes des nervures ($L_n = 60\text{cm}$).

L : La distance maximale entre nus d'appuis de la travée considérée

h_0 : la hauteur de la nervure.

b_0 : l'épaisseur de la nervure.

Donc :

$$8\text{cm} \leq b_0 \leq 16\text{cm}$$

On prend $b_0 = 12\text{cm}$

$$b_1 = \min \begin{cases} (60 - 12) / 2 \\ 430 / 10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{cases} \quad b_1 = \min \begin{cases} b_1 \leq 24\text{cm} \\ b_1 \leq 43,0\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{cases}$$

On prend $b_1 = 24\text{cm}$

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60\text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_r = 20\text{cm} \\ h_0 = 4\text{cm} \\ b = 60\text{cm} \\ b_0 = 12\text{cm} \\ b_1 = 24\text{cm} \\ h_1 = 16\text{cm} \end{array} \right.$$

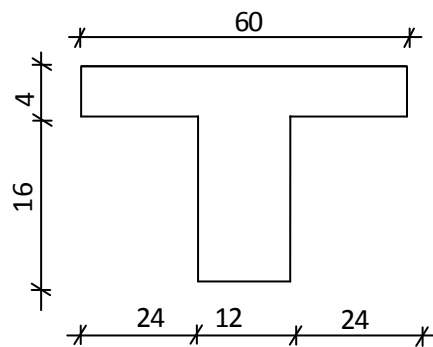


Figure III.2) Section de calcul

III-2-2 Méthode de calcul:

Il existe plusieurs méthodes pour le calcul des poutrelles, Le règlement BAEL 91 propose une méthode simplifiée dite "méthode forfaitaire", pour le calcul des moments, cette méthode s'applique pour les conditions courantes.

a-Les conditions d'application de la méthode forfaitaire :

Cette méthode est applicable si les 4 conditions suivantes sont remplies :

- ✓ la charge d'exploitation $Q \leq \max(2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- ✓ les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées.
- ✓ le rapport des portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$$

✓ la fissuration est considérée comme non préjudiciable.

Evaluation de la charge:

- **ELU** : $P_u = (1.35G + 1.5Q) * b$
- **ELS** : $P_s = (G + Q) * b$

Tableau III-1) Evaluation des charges

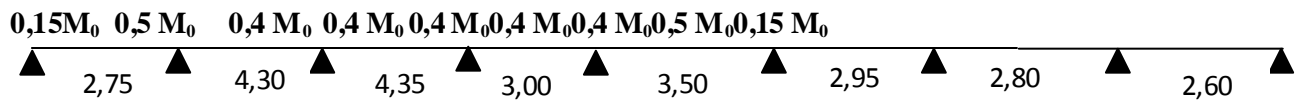
				Combinaisons fondamentales	
Type de plancher	b (m)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Terrasse inaccessible	0,6	6,23	1,00	5,94	4,33
Etage courant	0,6	5,1	1,50	5,48	3,96
Plancher RDC	0,6	5,1	3,5	7,28	5,16

b- Type de poutrelles :

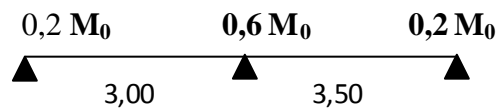
Pour cette étude nous avons 2 sens de poutrelles

Sens 1 : (OX)

On a 3 types de poutrelle :



FigureIII-3) Type de poutrelle I



FigureIII-4) Type de poutrelleII

Sens 2 : (OY)

On a un seul type :

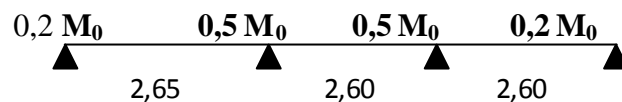


Figure III-5) Type de poutrelle I sens2

c- Application du la méthode forfaitaire :

$$Q = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$- \quad Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 5,10 = 10,2 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées \longrightarrow Condition vérifiée.

- Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,75}{4,80} = 0,63 \leq 1,25 \quad \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow Condition vérifiée.

Vue que la 3^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'est pas, on propose pour le calcul des la **méthode Caquot**.

III-3 La méthode de Caquot :

La méthode consiste à calculer le moment sur chaque appui d'une poutre continue en

Considérant uniquement les travées qui encadrent l'appui considéré.

C'est une méthode de continuité simplifiée car le moment fléchissant sur un appui ne dépend que des charges sur les travées qui lui sont adjacentes.

III-3-1 Calcul des moments sur appui :

La poutre continue est assimilée pour le calcul à une succession de poutres à deux travées de part et d'autre de l'appui étudié. Dans ce cas, il n'y aura pas de moments sur les appuis en amont et en aval de l'appui considéré, 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:

- $l' = l$ pour les travées de rive.
- $l' = 0,8l$ pour les travées intermédiaires;

$$M_a = - \left[\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \right]$$

- M_a = Moment sur appui;
- P_w et P_e = charges uniformes sur les travées de gauche et de droite;
- l_w' et l_e' = portées fictives des travées de gauche et de droite;

III-3-2 Calcul des moments en travée :

Les moments en travée sont calculés en considérant les travées réelles (de portée 1 et non l') chargées ou non suivant le cas et soumises aux moments sur appuis obtenus précédemment. Comme dans l'évaluation des moments sur appuis, on ne considère que les deux travées adjacentes à la travée étudiée.

Le calcul des moments en travées se fait en appliquant la formule générale suivante :

$$M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2} x + M_{i-1} + (M_i - M_{i-1}) \frac{x}{l}$$

Avec :

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_e - M_w}{q \cdot L}$$

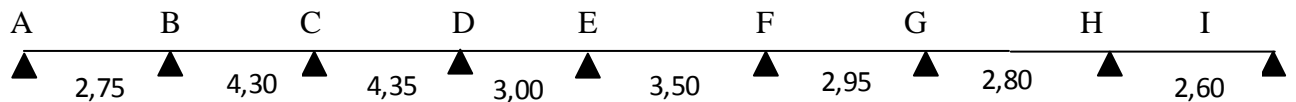
III-3-3 Calcul des efforts tranchants :

Le calcul des efforts tranchants se fait par la formule suivante :

$$T(x) = \frac{PL}{2} - px + \frac{M_i - M_{i-1}}{L}$$

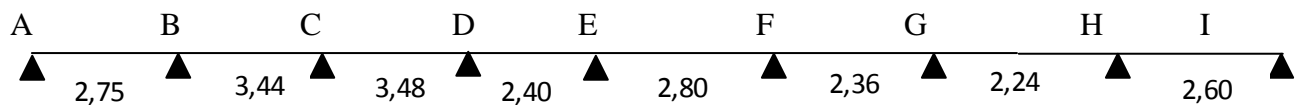
III-4 Application de cette méthode :

En prend la poutrelle plus sollicitée (type 01).



III-4-1 Plancher étage courant :

A- Moments en appuis :



$$M_a = - \left[\frac{P_w l_w'^3 + P_e l_e'^3}{8,5(l_w' + l_e')} \right]$$

$$M_A = - \left[\frac{5,48 \cdot 0^3 + 5,48 \cdot 2,75^3}{8,5(0 + 2,75)} \right] = -4,87 \text{ KN.m}$$

$$M_B = - \left[\frac{5,48 \cdot 3,44^3 + 5,48 \cdot 2,75^3}{8,5(3,44 + 2,75)} \right] = -6,40 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -7,71 \text{ KN.m}$$

$$M_D = -6,13 \text{ KN.m}$$

$$M_E = -4,43 \text{KN.m}$$

$$M_F = -4,38 \text{KN.m}$$

$$M_G = -3,41 \text{KN.m}$$

$$M_H = -3,83 \text{KN.m}$$

$$M_I = -4,35 \text{KN.m}$$

B- Moments en travée :

$$M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2} x + M_{i-1} + (M_i - M_{i-1}) \frac{x}{l}$$

$$x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L}$$

Travée AB :

$$\bullet \quad x = \frac{L}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot L} = \frac{2,75}{2} + \frac{6,40 - 4,87}{5,48 \cdot 2,75} = 1,47 \text{m}$$

$$\bullet \quad M_t(x) = -q \frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2} x + M_{i-1} + (M_i - M_{i-1}) \frac{x}{l}$$

$$M_t(1,47) = -(5,48) \frac{(1,79)^2}{2} + \frac{(5,48 \cdot 2,75)}{2} (1,79) + 0 + (6,40 - 0) \frac{1,79}{2,75}$$

$$M_t(1,47) = 8,87 \text{KN.m}$$

Travée BC :

$$\bullet \quad x = 2,20 \text{m}$$

$$\bullet \quad M(2,20) = 19,73 \text{KN.m}$$

Travée CD :

$$\bullet \quad x = 2,10 \text{m}$$

$$\bullet \quad M(2,10) = 19,90 \text{KN.m}$$

Travée DE :

$$\bullet \quad x = 1,39 \text{m}$$

$$\bullet \quad M(1,39) = 11,48 \text{KN.m}$$

Travée EF :

$$\bullet \quad x = 1,74 \text{m}$$

$$\bullet \quad M(1,74) = 12,80 \text{KN.m}$$

Travée FG :

$$\bullet \quad x = 1,41 \text{m}$$

$$\bullet \quad M(1,41) = 9,87 \text{KN.m}$$

Travée GH :

$$\bullet \quad x = 1,42 \text{m}$$

$$\bullet \quad M(1,42) = 7,04 \text{KN.m}$$

Travée HI:

- $x = 1,33m$
- $M(1,33) = 8,72KN.m$

C-L'effort tranchant :

On a plusieurs travées donc on va majorer par 1,15

Travée AB :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_e - M_w}{l} + \frac{ql}{2} = \frac{8,87 - 0}{2,75} + \frac{5,48.2,75}{2} = 11,47 KN \\ T_e = \frac{M_e - M_w}{l} - \frac{ql}{2} = \frac{8,87 - 0}{2,75} - \frac{5,48.2,75}{2} = -3,59 KN \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_w = 11,47.1,15 = 13,20 KN \\ T_e = -3,59.1,15 = -4,12 KN \end{cases}$$

Travée BC :

$$\begin{cases} T_w = 16,37 KN \\ T_e = -7,19 KN \end{cases} \begin{cases} T_w = 16,37.1,15 = 18,82 KN \\ T_e = -7,19.1,15 = -8,27 KN \end{cases}$$

Travée CD :

$$\begin{cases} T_w = 16,49 KN \\ T_e = -7,43 KN \end{cases} \begin{cases} T_w = 16,49.1,15 = 18,96 KN \\ T_e = -7,43.1,15 = -8,44 KN \end{cases}$$

Travée DE :

$$\begin{cases} T_w = 12,04 KN \\ T_e = -4,39 KN \end{cases} \begin{cases} T_w = 12,04.1,15 = 13,85 KN \\ T_e = -4,39.1,15 = -5,05 KN \end{cases}$$

Travée EF :

$$\begin{cases} T_w = 13,24 KN \\ T_e = -5,93 KN \end{cases} \begin{cases} T_w = 13,24.1,15 = 15,23 KN \\ T_e = -5,93.1,15 = -6,82 KN \end{cases}$$

Travée FG :

$$\begin{cases} T_w = 11,49 KN \\ T_e = -4,73 KN \end{cases} \begin{cases} T_w = 11,49.1,15 = 13,14 KN \\ T_e = -4,73.1,15 = -5,44 KN \end{cases}$$

Travée GH :

$$\begin{cases} T_w = 10,97 KN \\ T_e = -4,36 KN \end{cases} \begin{cases} T_w = 10,97.1,15 = 12,62 KN \\ T_e = -4,36.1,15 = -5,01 KN \end{cases}$$

Travée HI :

$$\begin{cases} T_w = 10,48 KN \\ T_e = -3,76 KN \end{cases} \begin{cases} T_w = 10,48.1,15 = 12,05 KN \\ T_e = -3,76.1,15 = -4,33 KN \end{cases}$$

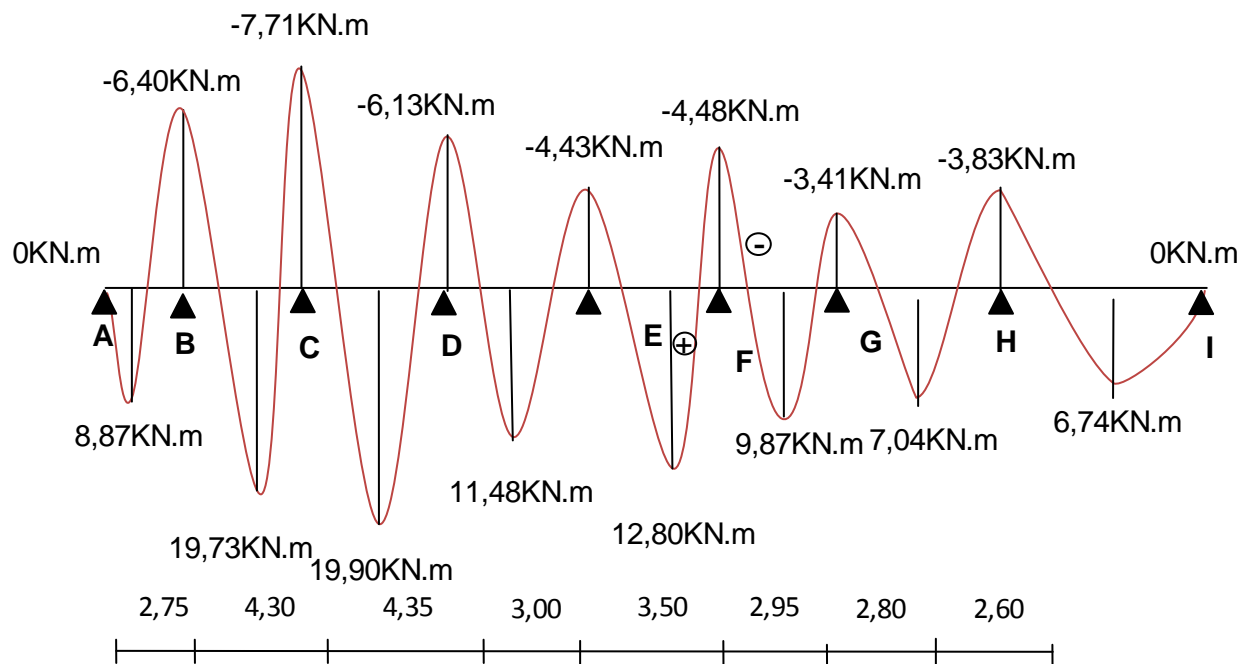


Figure III-6) Diagramme des moments fléchissant, M [KN.m]

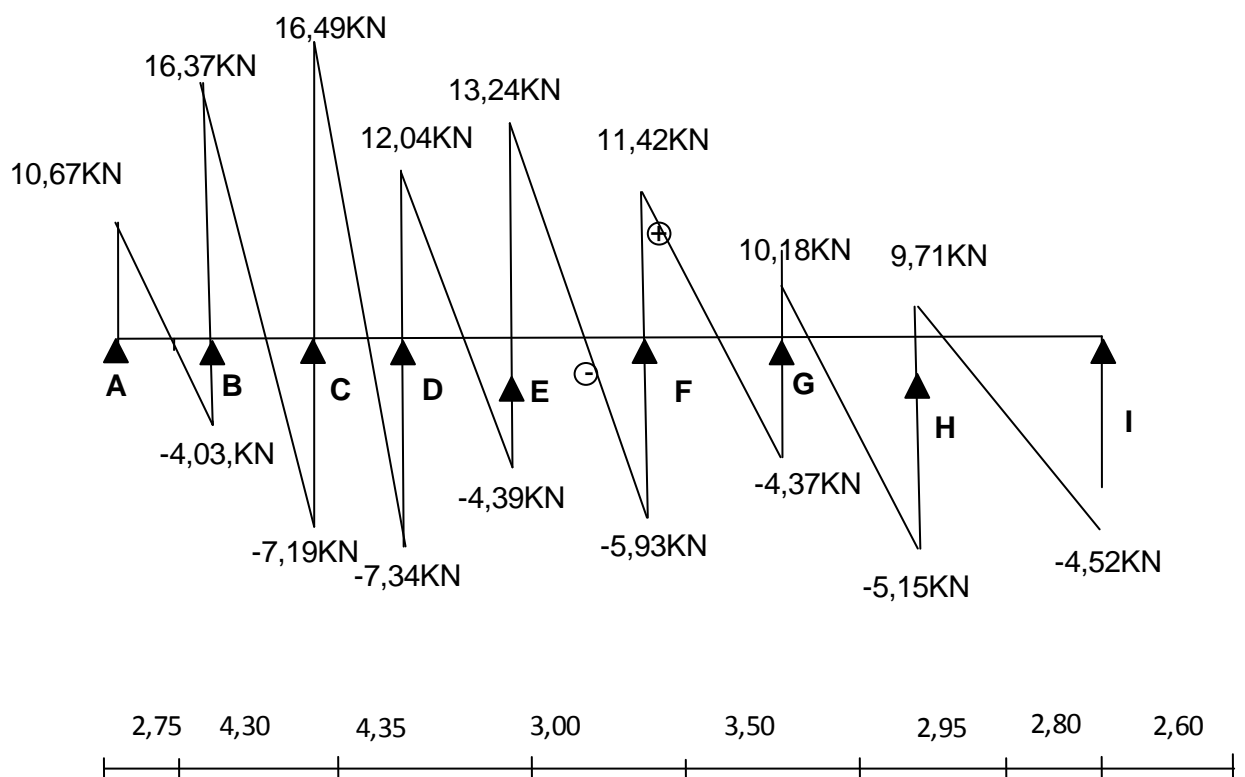


Figure III-7) Diagramme des Effort tranchants, T [KN]

E- Tableau récapitulatif des résultats obtenus :

**TableauIII-2)Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour les planchers étage courant
(ELU ; ELS)**

	Appuis	M(a)	Travées	X(m)	Mt	Tw	Te
E.L.U	A	-4,87	A-B	1,47	10,84	13,20	-4,12
	B	-6,40	B-C	2,20	19,73	18,82	-8,27
	C	-7,71	C-D	2,10	19,90	18,96	-8,44
	D	-6,13	D-E	1,39	11,48	13,85	-5,05
	E	-4,43	E-F	1,74	12,80	15,23	-6,82
	F	-4,38	F-G	1,41	9,87	13,14	-5,44
	G	-3,41	G-H	1,42	9,00	12,51	-5,12
	H	-3,83	H-I	1,33	8,72	12,05	-4,33
	I	4.35					
E.L.S	A	-3,52	A-B	1,47	7,83	9,53	-2,98
	B	-4,62	B-C	2,20	14,26	13,60	-5,97
	C	-5,57	C-D	2,10	14,38	13,70	-6,10
	D	-4,43	D-E	1,39	8,29	10,01	-3,65
	E	-3,20	E-F	1,74	9,25	11,00	-4,92
	F	-3,16	F-G	1,41	7,13	9,49	-3,93
	G	-2,46	G-H	1,42	6,50	9,04	-3,70
	H	-2,77	H-I	1,33	6,30	8,70	-3,13
	I	-3.14					

TableauIII-3)Les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
M_{amax} (KN.m)	-7,71	-5,57
M_{imax} (KN.m)	19,90	14,38
T_{max} (KN)	18,96	13,70

III.5.Ferraillage de la poutrelle

- Caractéristique des matériaux :

Tableau III.4) Caractéristiques des matériaux

γ_b	γ_s	f_e	f_{c28}	f_{t28}	f_{bu}	σ_s
1.5	1.15	400MPa	25MPa	2.1MPa	14.2MPa	348MPa

$$f_{bu} = 0,85.25/1.1,5 = 14,16$$

On apprend le plancher étage courant :

III.5.1 Vérification à E.LU :

A. en travée :

A.1 Calcul du moment de la table:

$$M_{tu} = b.h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{bc}$$

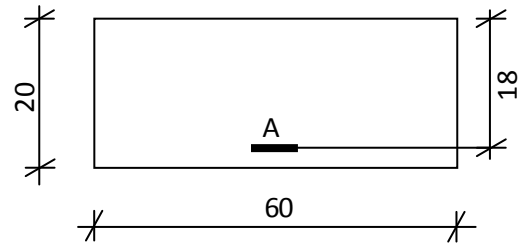


Figure III.8) Section de calcul en travée

$$M_{tu} = 0,6 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3$$

$$M_{tu} = 54,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{t \max} \langle M_{tu} \Rightarrow M_{t \max} = 19,90 \text{ KN.m} \langle 54,53 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

donc l'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section à étudier est une section rectangulaire ($b \times h$) ;(60×20) cm²

A.2 Vérification de l'existence de l'armature comprimée :

$$M_{t \max} = 19,90 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 f_{bu}} = \frac{19,90 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,18^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,072$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,072}) \Rightarrow \alpha = 0,093$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,093) \Rightarrow z = 0,17 \text{ m}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{z \sigma_s} = \frac{19,90 \times 10^{-3}}{0,17 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_t = 3,36 \text{ cm}^2$$

A.3 Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A = \max(A_{\min}, A_{cal}) = 3,36 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

Choix :3T12..... A = 3,39 cm².

B. En appuis :

B.1 Calcul le moment de table :

$$M_a^u = 7,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = b_0 \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \sigma_{bc}$$

$$M_{au} = 0,12 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \times 14,2 \times 10^3 \Rightarrow M_{au} = 10,906 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = 10,906 \text{ KN.m} > M_{amax} = 7,71 \text{ KN.m}$$

-La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions (12×20)

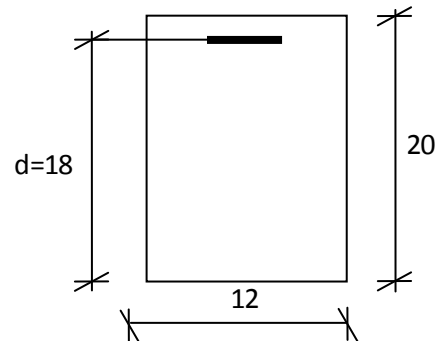


Figure III.9) Section de calcul en appuis.

B.2 Vérification de l'existence de l'armature comprimée :

$$d = 18 \text{ cm} \quad A = \frac{M}{z \sigma_s}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7,71 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,18^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu = 0,139$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,139}) \Rightarrow \alpha = 0,18$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,18) \Rightarrow z = 0,16 \text{ m}$$

$$A_{cal} = \frac{M}{z \sigma_s} = \frac{7,71 \times 10^{-3}}{0,16 \times 348} \times 10^4 \Rightarrow A_a = 1,38 \text{ cm}^2$$

B.3 La condition non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{\min}) = 1,38 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures:

Choix : 2T12..... A = 2,26 cm².

III.5.2 Vérification à L'ELS :

La fissuration consiste à limiter les contraintes dans le béton et dans les aciers tendus.

Les contraintes de service ne doivent pas dépasser les limites suivantes:

- Pour le béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$
- Ou bien $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ avec $\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$
- Pour l'acier aucune limitation des contraintes lorsque la fissuration considérée comme peu préjudiciable

Vérification de la contrainte du béton :

En travée et en appuis on a vérifié les conditions suivantes.

Tableau III.5) Vérification de la contrainte de service limite pour le béton étage courant

	$M_u (KN.m)$	$M_{ser} (KN.m)$	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
travée	19,90	14,38	1,38	0,093	0,44	C. V
appuis	7,71	5,57	1,38	0,18	0,44	C. V

Donc les armatures calculées à E.L.U sont maintenues.

La condition $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ est vérifiée donc $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

III.5.3 Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

L'effort tranchant maximal $T_{\max} = 16,49 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot d} = \frac{16,49 \cdot 10^{-3}}{0,12 \cdot 0,18} = 0,76 \text{ MPa}$$

Fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min(0,20 \frac{f_{c28}}{\delta_b}, 4 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min(3,33, 4 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

Tableau III.6) vérification d'effort tranchant niveau terrasse

$T_{\max}(KN)$	$\tau_u(MPa)$	$\tau_{ad}(MPa)$	Observation $\tau_u \leq \tau_{\lim}$
16,49	0,87	3,33	c.v

Le diamètre ϕ_t des armatures d'âme doit être égal au minimum des trois quantités suivantes:

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b_0}{10}\right)$$

Avec:

h: Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur de l'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min(5,71; 12; 12)mm \Rightarrow \phi_t \leq 5,71mm$$

On prend $\phi_t = 6$ mm avec une nuance d'acier FeE235

$$\text{Choix: } 2\phi 6 \rightarrow A_t = 0,57cm^2$$

III.5.4 Calcul de l'espacement des armatures transversales :

D'après le B.A.E.L91 (A.5.1, 232)

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_{t_1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28}}{0,9 \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \Rightarrow f_{t28} = 2,10MPa$$

$$\alpha = 90^\circ$$

$$\text{Donc: } S_{t_1} \leq \frac{A_t \cdot 0,9 \cdot f_e}{b_0 \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3f_{t28})} < 0$$

$$S_{t_2} \leq \min(0,9d; 40cm) \Rightarrow S_{t_2} \leq \min(16,2; 40cm) \Rightarrow S_{t_2} \leq 16,2cm$$

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot \sin \alpha \cdot 0,4} \Rightarrow S_{t_3} \leq \frac{0,57 \cdot 235}{12 \times 0,4} \Rightarrow S_{t_3} \leq 27,91cm$$

$$s_t = \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$$

On prend : $S_t = 15cm$

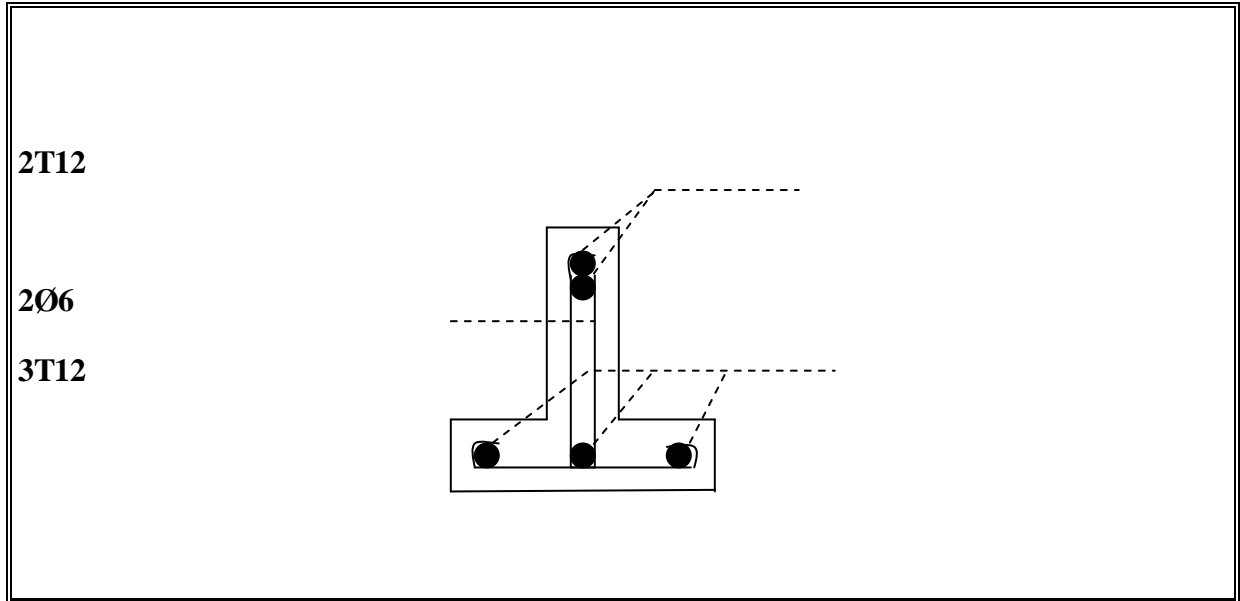


Figure III-10) Dessin de ferrailage des poutrelles dans l'appui.

III.6 Calcul de la flèche :

A- Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$A) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$B) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{t \text{ service}}}{M_{0 \text{ service}}}$$

$$C) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec :

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b₀ : La largeur de la nervure.

M_{t service} : Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{0\text{service}}$: Le moment isostatique à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilise (en MPa).

B- Vérification des conditions :

$$A) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{24}{430} = 0,055 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots C.N.V$$

$$B) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{\text{service}}}{M_{0\text{service}}} \Rightarrow 0,055 \geq \frac{1}{10} \times \frac{19,90}{12,96} = 0,177 \dots\dots\dots C.N.V$$

$$C) \frac{A}{b_0.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,0156 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots C..N.V$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

G : L'ensemble des charges permanentes.

P :charge totale ($P = G +$ charge d'exploitation)

J : Charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des cloisons

$$\text{On a: } \begin{cases} G = 5,48 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ P = 5,48 + 1,00 = 6,48 \text{ KN} / \text{m}^2 \text{ pour } b=0,60\text{m} \\ J = 5,48 - 1,00 = 4,48 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} G = 5,48 \times 0,60 = 3,28 \text{ KN} / \text{ml} \\ P = 6,48 \times 0,60 = 3,88 \text{ KN} / \text{ml} \\ J = 2,80 \times 0,60 = 2,68 \text{ KN} / \text{ml} \end{cases}$$

C- Calcule des moments fléchissant:

$$\begin{cases} M_G = 0,71 \cdot \frac{G.L^2}{8} = 0,71 \frac{3,28 \times 4,35^2}{8} = 5,50 \text{ KN.m} \\ M_P = 0,71 \cdot \frac{P.L^2}{8} = 0,71 \frac{3,88 \times 4,35^2}{8} = 6,51 \text{ KN.m} \\ M_J = 0,71 \cdot \frac{J.L^2}{8} = 0,71 \frac{2,68 \times 4,35^2}{8} = 4,50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

D- Module du modèle déformation longitudinale:

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_i = 11000 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_i = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \Rightarrow E_v = 3700 \sqrt[3]{25} \Rightarrow E_v = 10818,87 \text{ MPa}$$

E- Calcul du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} = \frac{[(b \times h_0) * (h - \frac{h_0}{2})] + [b_0 \cdot (h - h_0) * (\frac{h-h_0}{2})] + [(\xi \times A_s) * (h - d)]}{(b \times h_0) + b_0 \cdot (h - h_0) + (\xi \times A_s)}$$

$$V_2 = h_t - V_1$$

$$V_1 = \frac{[(60 \times 4 \times 18)] + [(12 \times 16 \times 8)] + [(15 \times 3,39 \times 2)]}{(60 \times 4) + 12 \cdot (20 - 4) + (15 \times 3,39)}$$

$$V_1 = 12,34 \text{ cm} \rightarrow V_2 = 7,66 \text{ cm}$$

ξ : coefficient d'équivalence acier-béton.

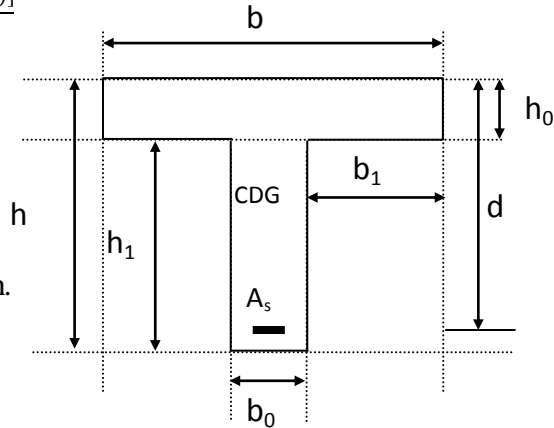


Figure III.11) Centre de gravité

F- Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = I_b + I_A$$

$$I_b = I_1 + I_2 - I_3 \longrightarrow \text{Moment d'inertie du béton}$$

$$I_A = 15 \cdot A_s \cdot (d - V_2)^2 \longrightarrow \text{Moment d'inertie de l'acier}$$

$$I_b = \frac{b \times V_2^3}{3} + \frac{b_0 \times V_1^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (V_2 - h_0)^3}{3}$$

$$I_1 = \frac{60 \times (7,66)^3}{3} = 8989,10 \text{ cm}^4$$

$$I_2 = \frac{12 \times 12,34^3}{3} = 7516,32 \text{ cm}^4$$

$$I_3 = \frac{48 \times (3,66)^3}{3} = 784,45 \text{ cm}^4$$

$$I_b = 8989,10 + 7516,32 - 784,45 = 15720,97 \text{ cm}^4$$

$$I_A = 15 \times 3,39 (18 - 7,66)^2 = 5436,66 \text{ cm}^4$$

$$I_0 = 21157,63 \text{ cm}^4$$

G- Pourcentages d'armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,015$$

D'après le B.A.E.L 83 : $\rho_1 = \rho \cdot 100 = 1,5 \dots \dots \dots \beta_1 = 0,88$

H- Les contraintes dans l'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M \cdot \eta}{W} \Rightarrow \sigma_s = \frac{M \cdot \eta}{I_0} y$$

y : La distance entre l'armature tendue et l'axe neutre.

$$y = d - V_2 \Rightarrow y = 18 - 7,66 \Rightarrow y = 10,34 \text{ cm}$$

I- Calcul des conditions suivent les sollicitations:

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g \eta}{I_0} \times y = \frac{5,50 \times 15}{21157,63} * 10,34 * 10^3 = 40,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p \eta}{I_0} \times y = \frac{6,51 \times 15}{21157,63} * 10,34 * 10^3 = 47,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j \eta}{I_0} \times y = \frac{4,50 \times 15}{21157,63} * 10,34 * 10^3 = 32,98 \text{ MPa}$$

J- Calcul de μ_g, μ_p, μ_j :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,39}{12 \times 18} = 0,016$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 40,31 + 2,1} \right] = 0,186$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 47,72 + 2,1} \right] = 0,259$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,015 \times 32,98 + 2,1} \right] = 0,098$$

K- Calcul des moments d'inertie fictifs:

$$I_f = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right) \times 0,015} = 2,69$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{12}{60}\right) \times 0,015} = 1,07$$

$$I_{fi}^g = \frac{1,1 I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu_g)} = \frac{1,1 \times 21157,63}{1 + (2,69 \times 0,186)} = 12937,29 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_v}^g = \frac{1,1.I_0}{(1 + \lambda_v.\mu_g)} = \frac{1,1 \times 21157,63}{1 + (1,07 \times 0,186)} = 19410,34 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^p = \frac{1,1.I_0}{(1 + \lambda_i.\mu_p)} = \frac{1,1 \times 21157,63}{1 + (2,69 \times 0,259)} = 13716,77 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_i}^J = \frac{1,1.I_0}{(1 + \lambda_i.\mu_J)} = \frac{1,1 \times 21157,63}{1 + 2,69 \times 0,098} = 18418,03 \text{ cm}^4$$

L- Calcule de flèche :

$$f_{g_i} = \frac{M_g.L^2}{10.E_i.I_{f_i}^g} = \frac{5,50 \times (4,35)^2}{10 \times 32164,20 \times 12937,29 \times 10^{-5}} \times 10^2 = 0,25 \text{ cm}$$

$$f_{g_v} = \frac{M_g.L^2}{10.E_v.I_{f_v}^g} = \frac{5,50 \times (4,35)^2 \times 10^7}{10 \times 10818,87 \times 19410,34} = 0,49 \text{ cm}$$

$$f_{J_i} = \frac{M_J.L^2}{10.E_i.I_{f_i}^J} = \frac{4,50 \times (4,35)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,20 \times 18418,03} = 0,14 \text{ cm}$$

$$f_{P_i} = \frac{M_P.L^2}{10.E_i.I_{f_i}^P} = \frac{6,51 \times (4,35)^2 \times 10^7}{10 \times 32164,20 \times 13716,77} = 0,06 \text{ cm}$$

M- La flèche totale:

$$\Delta f_t = (f_{g_v} - f_{J_i}) + (f_{P_i} - f_{g_i}) = (0,49 - 0,14) + (0,06 - 0,25)$$

$$\Delta f_t = 0,16 \text{ cm}$$

N- La flèche admissible :

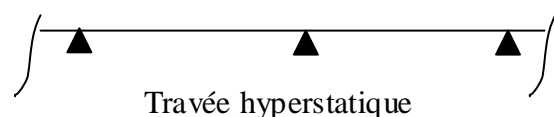
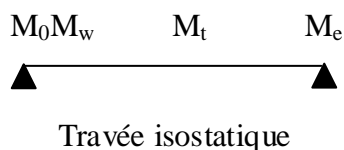
$$\Delta f_{\max} = \frac{L}{500} = \frac{430}{500} = 0,86 \text{ cm } (L \leq 5 \text{ m}).$$

Donc $\Delta f_t = 0,16 \text{ cm} < \Delta f_{\max} = 0,86 \text{ cm} \longrightarrow$ condition vérifiée.

III.7 - Sens 2 : (OY)

A- Principe de calcul :

Il exprime les maximaux en travée et sur appuis en fonction des moments fléchissant isostatiques "M₀" de la travée indépendante.



Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w , M_t , M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

Travée de rive :

- $M_t \geq \max [(\max [1,05M_0, (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2), (1,2+0,3\alpha) M_0 /2]$

Travée intermédiaire :

- $M_t \geq \max [(\max [1,05M_0, (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w+M_e)/2), (1+0,3\alpha) M_0 /2]$

Appelant :

M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante.

M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.

M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée.

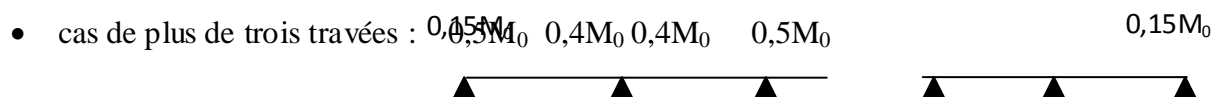
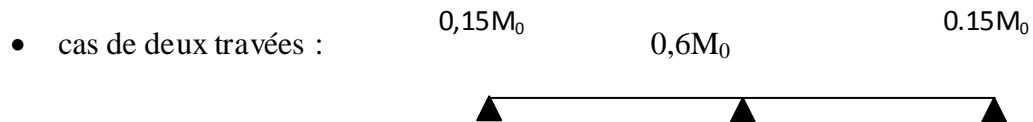
M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée.

α : Le rapport du charge d'exploitation (Q) à la somme de charges permanente (G) et d'exploitation (Q) :

$$\alpha = Q/Q+G$$

B- Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis doivent être comme suit :



C- Effort tranchant :

L'étude de l'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales et l'épure d'arrêt des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL.91, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$T_w = \frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = -\frac{q_u \cdot L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

D- Application du la méthode forfaitaire :

$$Q = 1,5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$- Q = 1 \text{ KN} / \text{m}^2 \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2 \times 5,10 = 10,2 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ 5 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{array} \right. \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Le moment d'inertie est constant dans les différentes travées \longrightarrow Condition vérifiée.

- Le rapport de deux portées successives est compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,65}{2,60} = 1,01 \leq 1,25$$

Condition vérifiée. \longrightarrow

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{2,60}{2,60} = 1 \leq 1,25$$

- La fissuration est considérée comme non préjudiciable \longrightarrow Condition vérifiée.

- **Donc on peut appliquer la méthode forfaitaire.**

III.7.1 Calcul des poutrelles :

A- Type de poutrelles :

Notre construction comporte 1 seul types de poutrelles selon le sens (OY)

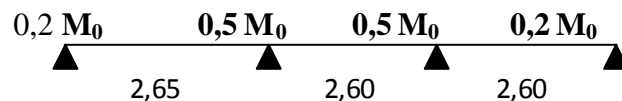


Figure III-12) Type de poutre I sens2

B- Les combinaisons de charges :

Les charges par mètre linéaire /mL

• **Plancher étage courant :**

$$G = 5,10 \times 0,60 = 3,06 \text{ KN/mL} \quad q_u = 1,35G + 1,5Q = 5,48 \text{ KN/mL.}$$

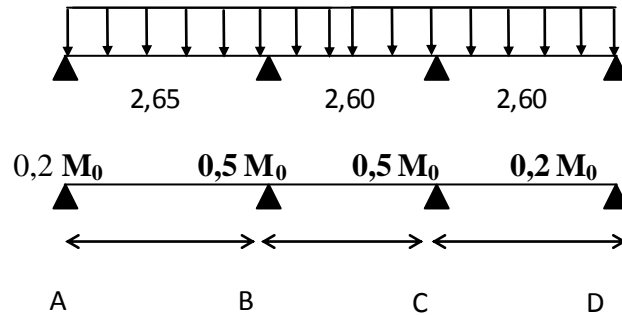
$$Q = 1,5 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN/mL} \quad q_{ser} = G + Q = 3,96 \text{ KN/mL.}$$

• Plancher terrasse :

$$\begin{aligned} G &= 6,23 \times 0,60 = 3,73 \text{ KN/mL} & q_u &= 1,35G + 1,5Q = 5,93 \text{ KN/mL.} \\ Q &= 1,00 \times 0,60 = 0,60 \text{ KN/mL} & q_{\text{ser}} &= G + Q = 4,33 \text{ KN/mL.} \end{aligned}$$

III.7.1.1 Plancher étage courant :

Le calcul se fait à l'E.L.U



Moments isostatiques :

$$M_{01} = q \cdot L_{AB}^2 / 8 = 5,48 \times (2,65)^2 / 8 = 4,81 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = q \cdot L_{BC}^2 / 8 = 5,48 \times (2,60)^2 / 8 = 4,63 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = q \cdot L_{CD}^2 / 8 = 5,48 \times (2,60)^2 / 8 = 4,63 \text{ KN.m}$$

A- Moments en appuis :

$$M_A = 0,2 M_{01} = 0,96 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,5 \max (M_{01}, M_{02}) = 2,40 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,5 \max (M_{02}, M_{03}) = 2,31 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0,2 M_{03} = 0,92 \text{ KN.m}$$

B- Moments en travée :

$$M_t \geq \max [1,05M_0, (1+0,3\alpha) M_0] - (M_w + M_e) / 2$$

Travée AB :

$$M_{01} = 4,81 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0,22$$

$$\max \begin{cases} (1+0,3\alpha) M_{01} = 5,12 \\ 1,05M_{01} = 5,05 \end{cases}$$

$$M_{tAB} \geq 5,12 - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_{tAB} \geq 3,44 \text{ KN.m}$$

Travée BC :

$$M_{02} = 4,63 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,22$$

$$\max \begin{cases} (1+0,3\alpha) M_{02}=4,93 \\ 1,05M_{02}= 4,86 \end{cases}$$

$$M_{tBC} \geq 4,93 - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_{tBC} \geq 2,57 \text{ KN.m}$$

Travée CD :

$$M_{03} = 4,63 \text{ KN.m}$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0,22$$

$$\max \begin{cases} (1+0,3\alpha) M_{03}= 4,93 \\ 1,05M_{03}= 4,86 \end{cases}$$

$$M_{tCD} \geq 4,93 - \frac{M_w + M_e}{2} \Rightarrow M_{tCD} \geq 3,31 \text{ KN.m}$$

C- Vérification des moments en travées :

Travée AB :

$$M_{tAB} \geq \max [(\max [1,05M_{01}, (1+0,3\alpha) M_{01}] - (M_w+M_e)/2), (1,2+0,3\alpha) M_{01} /2]$$

(Travée de rive)

$$M_{tAB} \geq \max [5,05, (1,2+0,3\alpha) M_{01} /2]$$

$$M_{tAB} \geq \max [5,05, 3,05]$$

On prend **$M_{tAB} = 5,05 \text{ KN.m}$**

Travée BC :

$$M_{tBC} \geq \max [(\max [1,05M_{02}, (1+0,3\alpha) M_{02}] - (M_w+M_e)/2), (1+0,3\alpha) M_{02} /2]$$

(Travée intermédiaire)

$$M_{tBC} \geq \max [4,86, (1+0,3\alpha) M_{02} /2]$$

$$M_{tBC} \geq \max [4,86, 2,56]$$

On prend **$M_{tBC} = 4,86 \text{ KN.m}$**

Travée CD :

$$M_{tCD} \geq \max [(\max [1,05M_{03}, (1+0,3\alpha) M_{03}] - (M_w+M_e)/2), (1,2+0,3\alpha) M_{03} /2]$$

(Travée de rive)

$$M_{tCD} \geq \max [4,86, (1,2+0,3\alpha) M_{03} /2]$$

$$M_{tCD} \geq \max [4,86, 2,47]$$

On prend $M_{tCD} = 4,86 \text{ KN.m}$

D- L'effort tranchant :

Travée AB :

$$T_w = \frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = 9,16 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = -5,35 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_w = \frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = 7,05 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = -7,19 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_w = \frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = 7,12 \text{ KN}$$

$$T_e = -\frac{qu.L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} = -7,12 \text{ KN}$$

Tableau. III-7) Tableau récapitulatif donnant les sollicitations pour les planchers à l'E.L.U

Type De poutrelle	travée	L(m)	E.L.U					
			M_0	M_w	M_e	M_t	T_w	T_e
poutre I sens 2	A-B	2,65	4,81	0,96	2,40	5,05	9,16	-5,35
	B-C	2,60	4,63	2,40	2,31	4,86	7,05	-7,19
	C-D	2,60	4,63	2,31	0,92	4,86	7,12	-7,12

Conclusion

Après calcul nous avons adopté pour notre structure un seul type de plancher corps creux de dimension (16+4) cm, avec trois type de poutrelles.

IV-A Etude de l'acrotère

1-Introduction

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute, elle est considérée comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

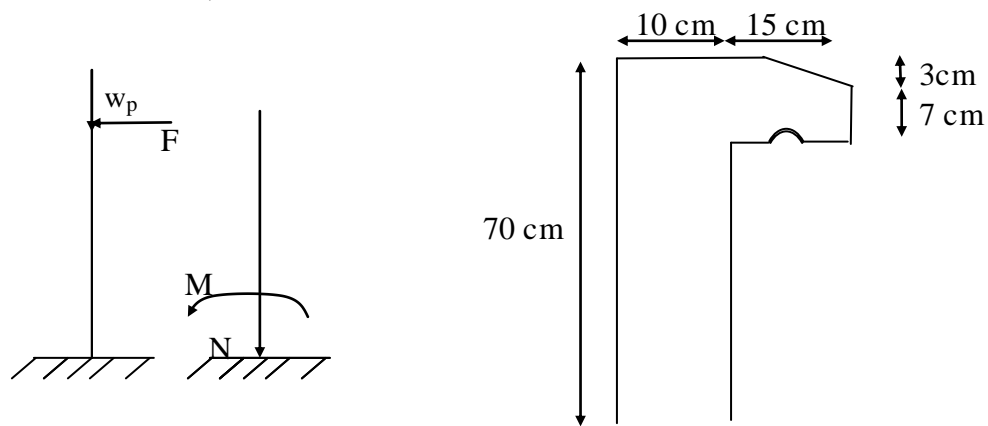


Figure IV-2) Schéma statique de l'acrotère Figure IV-1) Coupe verticale sur l'acrotère

W_P : effort dû à son poids propre.

M : moment de renversement dû à une force statique équivalente horizontale.

2- Calcul des sollicitations :

$$W_p = S \times \gamma_b$$

$$S = \left[(0,7 \times 0,1) + \left(\frac{0,15 \times 0,03}{2} \right) + 0,15 \times 0,07 \right] = 0,0827 \text{ KN / ml.}$$

$$W_P = 0,0827 \times 25 = 2,06 \text{ KN/ml.}$$

On a:

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

3- Combinaison de charges

AL'ELU:

$$N_u = 1,35 W_P = 1,35 \times 2,06 = 2,781 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5. Q.h = 1,5 \times 1 \times 0,7 = 1,05 \text{ KN.m}$$

$$T_u = Q \times 1,5 = 1,5 \text{ kN.}$$

APFELS :

$$N_{ser} = G = 2,06 \text{ kN.}$$

$$M_{ser} = Q \cdot h = 1,35 \times 0,7 = 0,945 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = Q = 1 \text{ kN.}$$

La section d'encastrement sera soumise à la flexion composée.

4-Ferraillage de l'acrotère :

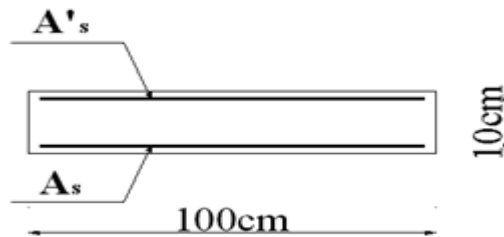


Figure IV-3) Section de ferraillage d'acrotère

• **Calcul de l'excentricité:**

$$\text{Centre de pression : } e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,05}{2,781} = 0,377 \text{ m} = 37,7 \text{ cm}$$

On prend : $c = c' = 2 \text{ cm}$ Le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

- Vérification si la section est Partiellement ou entièrement comprimée car :

$$e > \left(\frac{h}{2}\right) - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm.}$$

Donc le calcul se fera pour une section de $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ en flexion simple.

• **Calcul du moment fictif "M_f" :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c\right) = 1,05 + 2,781 \left(\frac{0,1}{2} - 0,02\right) = 1,05 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{1,05 \cdot 10^3}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,17} = 0,0071 \quad \text{avec : } d = 0,9h$$

$$\Rightarrow \mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0 \quad \text{Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu}\right) = 0,0114.$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 8,958 \text{ mm.}$$

$$A_{s1} = \frac{M_f}{z \cdot \sigma_s} = \frac{1,05 \cdot 10^3}{8,958 \times 348} = 0,33 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = A_{s1} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,33 - \frac{2,781 \cdot 10^3}{348 \cdot 100} \Rightarrow A_s = 0,256 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A'_s = 0 \text{ cm}^2 \\ A_s = 0,256 \text{ cm}^2. \end{cases}$$

5- Vérifications règlementaires**a- Condition de non fragilité**

la section d'armatures minimales doit être :

Sachant que: $f_{t\ 28} = 2,1 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 9 \text{ cm}$; $h = 10 \text{ cm}$.

$$A_{\min} = 0,23 b d \frac{f_{t\ 28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 9 \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 1,086$$

$$A_{\min} = 1,086 > A_s = 0,256 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_s \geq \text{Max}\{A_{\min} ; A_s\}$$

On a opté pour: $A_s = 1,086 \text{ cm}^2$

- Choix d'armatures**

On adopte $4\Phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$ $S_t = 33 \text{ cm}$

- Calcul d'armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} = 0,282 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4\phi 6$

$$S_t = \frac{70}{3} = 25 \text{ cm}.$$

b- Vérification de l'effort tranchant

Selon BAEL La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,1 f_{c\ 28} ; 4 \text{ MPa}\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10}{100 \cdot 9} = 0,016 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La vérification de l'effort tranchant est vérifiée.

c- Vérifications des contraintes aux états limites de services

Sachant que :

$$M_{\text{ser}} = 0,954 \text{ kN.m} ; N_{\text{ser}} = 2,06 \text{ kN} ; h = 10 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 9 \text{ cm} ; C' = 1 \text{ cm}$$

On a calculé et vérifié la contrainte du béton et d'acier :

$$e_{\text{ser}} = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} = \frac{0,954}{2,06} = 0,46 \text{ m} = 46 \text{ cm} .$$

$$C = d - e_a$$

C : la distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$\text{Avec: } e_a = \frac{M_{\text{ser}}}{N_{\text{ser}}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 50 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow C = d - e_a = 9 - 50 = -41 \text{ cm} \Rightarrow c < 0.$$

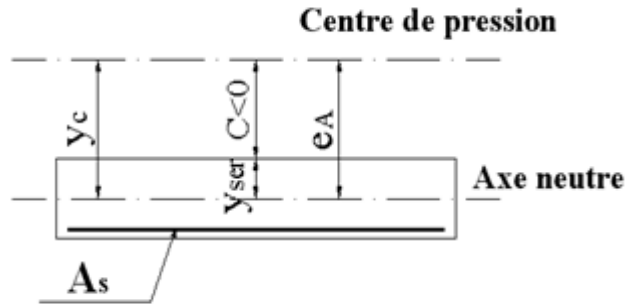


Figure IV-4) Distance de l'axe neutre

D'après RPA, il faut résoudre l'équation suivante afin de déterminer le moment d'inertie de la section totale :

$$y_c^3 + p y_c + q = 0 \dots (1)$$

Tel que : y_c c'est la distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

Avec :

$$n=15 ; \begin{cases} p = -3C^2 + 6n(C - C') \frac{A_s}{b} + 6n(d - C) \frac{A_s}{b} \\ q = -2C^3 - 6n(C - C')^2 \frac{A_s}{b} - 6n(d - C')^2 \frac{A_s}{b} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3(-41)^2 + 6 \times 15(-41 - 1) \frac{1,13}{100} + 6 \times 15(9 + 41) \frac{1,13}{100} \\ q = -2(-41)^3 - 6 \times 15(-41 - 1)^2 \frac{1,13}{100} - 6 \times 15(9 - 1)^2 \frac{1,13}{100} \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -5034,86 \\ q = 135982,92 \end{cases}$$

En remplaçant p et q ; l'équation (1) peut s'écrire comme suit :

$$(1) \Rightarrow y_c^3 - 5034,86 y_c + 135982,92 = 0$$

$$D'où : \Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3} \right)^3 = -4,1710^8 < 0$$

$$\text{Arc cos } \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = -0,988 \Rightarrow \varphi = 171,45^\circ$$

$$a = 2 \sqrt{\frac{-P}{3}} = 2 \sqrt{\frac{5034,86}{3}} = 81,93 \text{ cm}$$

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) = 81,93 \times \cos\left(\frac{171,45}{3} + 120\right) = -81,82 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) = 81,93 \times \cos\left(\frac{171,45}{3}\right) = 44,44 \text{ cm}$$

$$y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) = 81,93 \times \cos\left(\frac{171,45}{3} + 240\right) = 37,38 \text{ cm}$$

⇒ la solution qui convient est: $y_c = 44,44 \text{ cm}$.

$$\text{Car : } 0 < y_{ser} = y_c + c < d$$

$$0 < y_{ser} = 44,44 - 41 = 3,44 \text{ cm} < 9 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_c = 44,44 \text{ cm} \\ y_{ser} = 3,44 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Calcul de moment d'inertie :**

Le moment d'inertie de la section est calculé à partir de l'équation suivante :

$$I = \frac{b y_{ser}^3}{3} + n[A_s(d - y_{ser})^2 + A_s'(y_{ser} - C')^2]; A_s' = 0.$$

$$\Rightarrow I = \frac{100 \times 3,44^3}{3} + 15[1,13(9 - 3,44)^2].$$

$$\Rightarrow I = 1880,90 \text{ cm}^4.$$

- **Contrainte du béton**

Il est nécessaire de vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot y_{ser} \cdot y_c}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{2,06 \cdot 10^3 \times 3,44 \times 44,44}{1880,90 \cdot 10^4}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1,67 \cdot 10^{-2} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}.$$

⇒ La condition est vérifiée.

- **Contrainte d'acier**

La contrainte d'acier doit respecter la condition suivante :

$$\sigma_s = n \sigma_{bc} \left(\frac{d - y_{ser}}{y_{ser}} \right) \leq \overline{\sigma}_s.$$

$$\text{Avec : } \overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right\};$$

$$\eta = 1,6 \text{ pour les aciers HA}$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_s = 15 \times 1,67 \cdot 10^{-2} \left(\frac{9 - 3,44}{3,44} \right) = 0,40 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 0,40 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

⇒ Donc la section est partiellement comprimée.

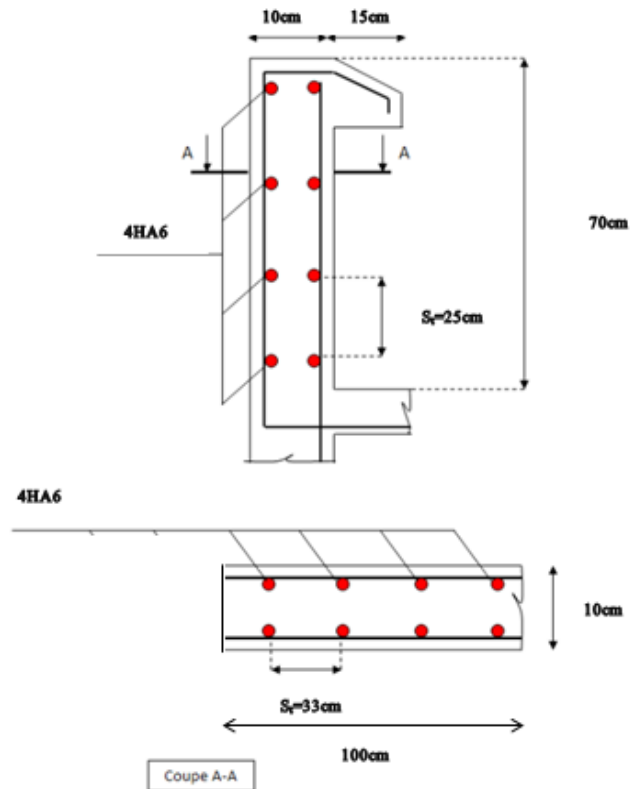


Figure IV-5) Plan de ferrailage de l'acrotère

IV-BEscaliers:

1-Introduction:

L'escalier est un composant important qui permet de monter ou de descendre afin de changer de niveau. Il est composé d'un ensemble de marches ou de gradins, conçu de manière à être parcouru par les utilisateurs avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

Les caractéristiques d'un escalier :

- **Emmarchement** : la largeur de la volée.
- **Giron** : largeur d'une marche.
- **Paillasse** : la dalle inclinée qui soutient les gradins.
- **Palier** : partie de plancher située aux deux extrémité d'une volée.
- **Contre marche** : partie verticale de la marche.

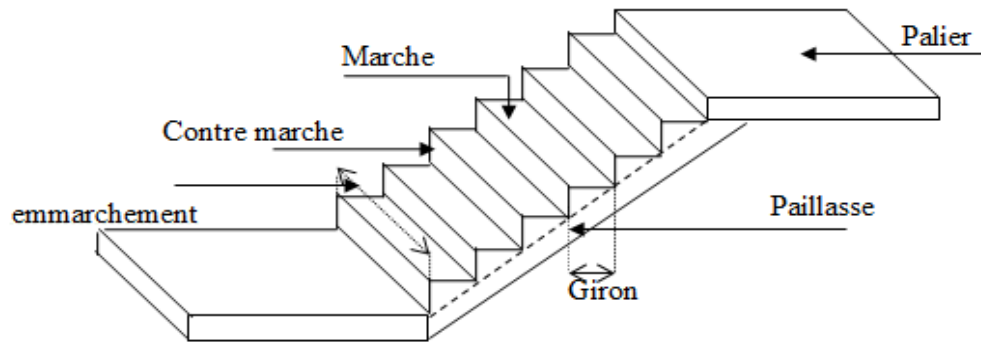


Figure IV-6) schéma d'un escalier

2-Descente des charges :

a- Pallasse :

Tableau IV-1) Chargement du Pallasse.

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre de la pallasse (15cm)	25	$1 \times 0.12 / \cos 32,34$	3,550
Poids propre du contre marche (17cm)	22	$1 \times 0.17 / 2$	1,87
Carrelage horizontal (2cm)	22	0.02×0.1	0,440
Mortier de pose horizontal (2cm)	20	0.02×0.1	0,400
Carrelage vertical (2cm)	22	$0.02 \times 0.17 / 0.3$	0,249
Mortier de pose vertical (2cm)	20	$0.02 \times 0.17 / 0.3$	0,227
Enduit en plâtre sous volée (2cm)	10	0.02×0.1	0,200
Garde-corps	-	-	0,100
La charge permanente	$G = \sum G_i$		7,036
La surcharge d'exploitation			2,5

b) Palier :

Tableau IV-2) Chargement du palier

Chargement	Poids volumique (KN / m ³)	Surface pour 1 ml (m ²)	La charge (KN / ml)
Poids propre du palier ($e = 15cm$)	25	1×0.15	3.75
Carrelage ($e = 2cm$)	22	0.02×1	0.440
Mortier de pose ($e = 2cm$)	20	0.02×1	0.400
Enduit en plâtre ($e = 2cm$)	10	0.02×1	0.200
La charge permanente	$G = \sum G_i$		4.79
La surcharge d'exploitation	surcharge à usage commercial		2.5

C- Combinaison d'action :

Tableau IV-3) Combinaison d'action

		Palier (KN / m^2)	Volée (KN / m^2)
ELU	$1,35G + 1,5Q$	$1,35 \times 4,79 + 1,5 \times 2,5 = 10,21$	$1,35 \times 7,03 + 1,5 \times 2,5 = 13,24$
ELS	$G + Q$	$4,79 + 2,50 = 7,29$	$7,03 + 2,50 = 9,53$

Les types d'escalier:

Dans notre projet on a deux types d'escalier :

⇒ **Type 1** : escalier à deux volées parallèles et palier de repos les étages courants.

⇒ **Type 2** : escalier à trois volées et 2 paliers de repos pour le RDC.

3-Étage courant :(Escalier type 1)

Le pré dimensionnement d'un escalier est en fonction d'utilisateur et de destination de l'ouvrage. Pour une réalisation idéale et confortable il faut que :

$$2h + g = 64$$

Avec;

$$14 \text{ cm} < h < 20 \text{ cm.}$$

$$22 \text{ cm} < g < 33 \text{ cm.}$$

On a utilisé la formule empirique de « BLONDEL » afin d'avoir la hauteur de la contremarche $59 < 2h + g < 66 \text{ cm}$

Pour ($g = 28$) cm et selon la formule de BLONDEL on aura :

$$59 < 2h + g < 66 \text{ cm} \Rightarrow 15,5 < h < 19 \text{ cm}$$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$.

$$2h + g = 64 \Rightarrow g = 64 - (2 * 17)$$

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

➤ L'inclinaison de la paillasse :

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,57 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ$$

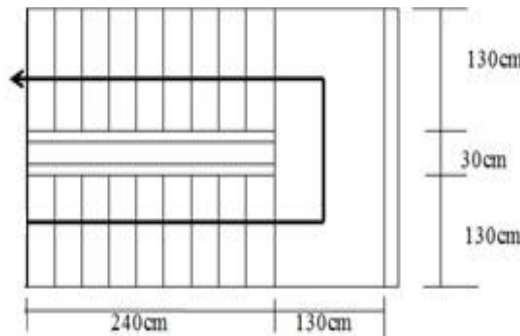


Figure IV-7) Vue en plan de l'escalier

Sachant que la hauteur d'étage courant est de $H = 306 \text{ cm}$, on a trouvé :

- Nombre de marche n_m :

$$n = \frac{H}{h} ; \text{ tel que } n = \text{nombre de contre marche}$$

$$n = \frac{153}{17} = 9$$

$$n_m = n - 1 = 8 \text{ marches}$$

- La longueur de paillasse :

$$\begin{cases} L' = \frac{8 \cdot 0,30}{\cos(29,54)} = 2,75m \\ L' = \frac{8 \cdot 0,17}{\sin(29,54)} = 2,75m \end{cases}$$

- **Epaisseur de la paillasse (Paillasse porteuse) :**

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{2,75}{30} < e < \frac{2,75}{20}$$

$$\text{D'où } e_p = (9, 2 ; 13,8) \text{ cm}$$

Nous prenons $e_p = 15 \text{ cm}$ pour des raisons constructives.

N.B : Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

4- Calcul des sollicitations :

- **Schéma statique :**

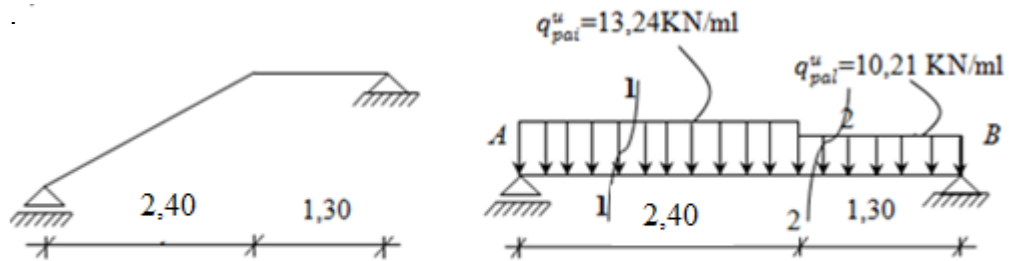


Figure IV-8) Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

4-1 Etat limite ultime (E L U) :

- **Calcul des réactions :**

$$R_a = ? \text{ Et } R_b = ?$$

$$R_a + R_b = 13.24 \times 2.40 + 10.21 \times 1.30 = 45.04 \text{ kn}$$

$$\sum M_{/B} = 0 \Rightarrow R_b \times (2.40 + 1.30) - (13.24 \times 2.40) \cdot \left(\frac{2.40}{2} \right) - (10.21 \times (2.40 + 1.30)) \cdot \left(\frac{1.30}{2} \right) = 0$$

$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B = 16.94 \text{ KN}$$

$$R_A = 45.04 - 16.94 = 28.1$$

Section 1-1 : $0 \leq x \leq 2,40$

$$\begin{cases} M(x) = 28.1 \cdot x - 13,24 \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = 28.1 - 13,24 \cdot x \end{cases}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \cdot m \\ T(0) = 28.1 \text{ KN} \end{cases}$$

$$x = 2,40 \Rightarrow \begin{cases} M(2,40) = 29,3 \text{ KN} \cdot m \\ T(2,40) = -3,67 \text{ KN} \end{cases}$$

• **Calcul du moment fléchissant maximum :**

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow 28.1 - 13,24 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 2,12 \text{ m}$$

$$M(2,12) = 29,81 \text{ KN} \cdot m$$

Section 2-2 : $0 \leq x \leq 1,3$

$$\begin{cases} M(x) = R_B \cdot x - q_u^{pAL} \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = R_B - q_u^{pAL} \cdot x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M(x) = 16,94 \cdot x - 10,21 \cdot \frac{x^2}{2} \\ T(x) = -16,94 + 10,21 \cdot x \end{cases}$$

$$x = 0 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN} \cdot m \\ T(0) = -16,94 \text{ KN} \end{cases}$$

$$x = 1,3 \Rightarrow \begin{cases} M(1,3) = 13,39 \text{ KN} \cdot m \\ T(1,3) = -3,66 \text{ KN} \end{cases}$$

Calcul du moment fléchissant maximum :

$$M_{\max} \Rightarrow T(x_m) = 0 \Rightarrow -16,94 + 10,21 \cdot x = 0 \Rightarrow x_m = 1,65 \text{ m}$$

$$M(1,65) = 14,05 \text{ KN} \cdot m$$

➤ **Moment en appuis :**

$$M_a^u = -0,2 M_{\max} = -5,96 \text{ KN} \cdot m$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_t^u = 0,8 M_{\max} = 23,84 \text{ KN} \cdot m$$

Tableau IV-4) Les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
$M_{tmax} (KN.m)$	23,84	18,38
$M_{amax} (KN.m)$	-5,96	-4,59

4-2 Calcul du ferrailage :**4-2-1-En travée :****4-2-1-1 Etat limite ultime (E L U) :**

$$M_t^u = 23,84 KN.m$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{23,84 \cdot 10^{-3}}{14,2 \times 0,125^2} = 0,107$$

$$\mu_\ell = 0,392 \quad \mu_{bu} < \mu_\ell$$

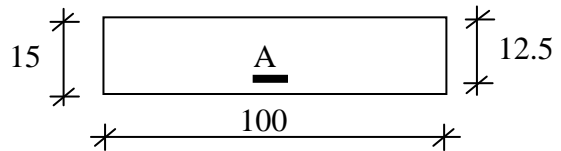


Figure IV-9) Section de calcul de la paillasse en travée

Donc : il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée

$$A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,14$$

$$Z_b = d \times (1 - 0,4 \cdot \alpha) = 0,11m$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_s = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{23,84 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0,11} \cdot 10^4 = 6,22 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} \Rightarrow A_{min} = 1,50 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal des armatures: [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]**

$$L'écartement des armatures : S_t \leq \min(3h_0; 33cm) = 33 \text{ cm}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$6T12/ml \longrightarrow A = 6,79 \text{ cm}^2/ml$$

$$T12 \longrightarrow e = 14cm < 33cm \dots\dots\dots C.V$$

4-2-1-2 Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^s = 18,38 KN.m$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{23,84}{18,38} = 1,29$$

$$\frac{1,29-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,395 > \alpha = 0,14 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r' \geq \frac{A_t}{4} = \frac{6,79}{4} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures :** [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S_t \leq \min(4h_0; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

On prend : $S_t = 33 \text{ cm/ml}$

➤ **Choix des armatures:**

T12 \longrightarrow $e = 33\text{cm}$.

4T10/ml \longrightarrow $A = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$

4-2-2 En appuis :

4-2-2-1 Etat limite ultime (E L U) :

$$M_a^u = 5,96 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{5,96 \cdot 10^{-3}}{14,27 \times 0,125^2} = 0,026$$

$$\mu_\ell = 0,392 \quad \mu_{bu} \prec \mu_\ell$$

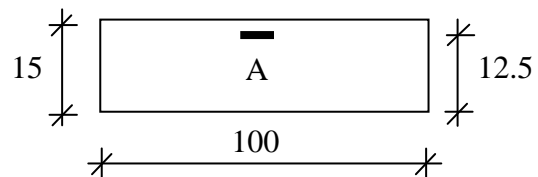


Figure IV-10) Section de calcul de la paillasse en appui

Donc :

Il n'y a pas d'armature dans la zone comprimée $A' = 0$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.030$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.4 \cdot \alpha) = 0.12 \text{ m}$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_s = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot Z_b} = \frac{5.96 \cdot 10^{-3}}{348 \times 0.12} \cdot 10^4 = 1.42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 12.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.50 \text{ cm}^2 \quad [\text{BAEL 91r99 /art - A.4.1,1}]$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\text{x min}}) = 1.50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures:** [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

$$\text{L'écartement des armatures : } S_t \leq \min(3h_0; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$T12 \longrightarrow e = 33\text{cm.}$$

$$4T12/\text{ml} \longrightarrow A = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

4-2-2-2 Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_a^s = 4.59 \text{ KN.m}$$

Flexion simple

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire sans } A' \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\}$$

Avec :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{5.96}{4.59} = 1.298$$

$$\frac{1.298-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.399 > \alpha = 0.030 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\left. \begin{array}{l} \checkmark \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \checkmark \text{ Fissuration peu nuisible} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées en ELU sont maintenues.}$$

(Aucune vérification pour σ_s)

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Espacement maximal des armatures:** [BAEL 91r99 /art A.8.2, 42]

L'écartement des armatures : $S_t \leq \min(4h_0; 45\text{cm}) = 33 \text{ cm}$

On prend : $S_t = 33 \text{ cm/ml}$

➤ **Choix des armatures:**

T12 \longrightarrow $e = 33\text{cm}$.

4T10/ml \longrightarrow $A = 3,14\text{cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d_x} \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91r99 /art-A.5.1,1]}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$T_u^{\max} = 3,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{ux}^{\max}}{b \times d} = \frac{3,67 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0,125} = 0,029\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u \prec \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Tableau IV-5) Calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis de volée

	$M_U (KN.m)$	Armatures longitudinale			Armatures de répartition		
		A (cm ²)	chois des barres	Espace ment (cm)	A (cm ²)	chois des barres	Espace ment (cm)
Travée	23,84	6,79	6T12	14	3,14	4T10	33
Appuis	5,96	4,52	4T12	33	3,14	4T10	33

4-3-Etude de La poutre palière:

La poutre palière est une poutre qui supporte les réactions des escaliers et les transmettent directement au poteau est encastrée à deux extrémités.

a) Pré dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est:

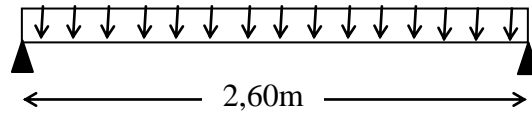


Figure IV-11) Schéma statique de la poutre palier

La hauteur h de la poutre doit satisfaire la condition de la flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{260}{15} \leq h \leq \frac{260}{10} \Rightarrow 17\text{cm} \leq h \leq 26\text{cm}.$$

On prend $h = 30\text{cm}$ selon RPA

La largeur b : $0,4h \leq b \leq 0,8h \Rightarrow 12\text{cm} \leq b \leq 24\text{cm}$

On prend $b = 25\text{cm}$.

☞ Vérification selon RPA 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \quad 25\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow 30\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad 1,2 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right\}$$

b) Charge supportée par la poutre:

a. Le poids propre de la poutre : $0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN} / \text{ml}$.

$$\left. \begin{array}{l} R_{BU} = 16,94 \text{ KN} / \text{ml} \\ \text{b. La réaction du palier :} \\ R_{Bser} = 11,41 \text{ KN} / \text{ml} \end{array} \right\}$$

• à ELU :

$$P_u = 1,35G + R_{BU} \Rightarrow P_u = 1,35 \times 1,875 + 16,94 \Rightarrow P_u = 19,47 \text{ KN} / \text{ml}.$$

$$\text{Effort tranchant : } T(x) = \frac{q \cdot l}{2}$$

$$T_u(x) = \frac{19,47 \times 2,6}{2} = 25,31 \text{ kN}$$

• à ELS :

$$P_s = G + R_{Bser} \Rightarrow P_s = 1,875 + 11,41 \Rightarrow P_s = 13,28 \text{ KN} / \text{ml}$$

$$T_u(x) = \frac{13,28 \times 2.6}{2} = 17,26 \text{ kN}$$

c) Calcul des sollicitations :

• Moment en travée :

$$M_t = 0,85M_{0u} \Rightarrow M_t = 0,85 \cdot \frac{P_u L^2}{8} \Rightarrow M_t = 13,98 \text{ KN.m}$$

• Moment en appuis :

$$M_a = 0,40M_{0u} \Rightarrow M_a = 0,40 \cdot \frac{P_u L^2}{8} \Rightarrow M_a = 6,58 \text{ KN.m}$$

d) Calcul de ferrailage :

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau IV-6) Le ferrailage de poutre palière

	$M_u (KN.m)$	μ	α	z	A_s	A_{\min}	choix	$A_s (cm^2)$
Travée	13,61	0,075	0,097	0,25	2,18	1,50	3T12	3,39
Appuis	6,40	0,063	0,082	0,26	0,72	1,50	3T12	3,39

e) Vérification à ELS :

$$M_{ts} = 0,85 \cdot \frac{P_s L^2}{8} \Rightarrow M_{ts} = 9,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{as} = 0,40 \cdot \frac{P_s L^2}{8} \Rightarrow M_{as} = 4,36 \text{ KN.m}$$

e-1) Vérification de la contrainte du béton :

En travée et en appuis on a vérifié la condition suivante :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau IV-7) Vérification de la contrainte de service limite pour le béton (poutre palière)

	$M_u (KN.m)$	$M_{ser} (KN.m)$	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	Observation
Travée	13,61	9,27	1,46	0,097	0,48	c.v
Appuis	6,40	4,36	1,46	0,082	0,48	c.v

e-2) Vérification de la contrainte d'acier :

Pour l'acier aucune vérification n'est nécessaire (σ_s) lorsque les fissurations peu préjudiciable.

e-3) Vérification d'effort tranchant :

$$T_{\max} = \frac{P_u \cdot L}{2} \Rightarrow T_{\max} = \frac{19,47 \times 2,6}{2} \Rightarrow T_{\max} = 25,53 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \Rightarrow \tau_u = \frac{25,53 \times 10^{-3}}{0,20 \times 0,27}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,47 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{CV}$$

f) Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t = \min \left[\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_c \right] \Rightarrow \phi_t = \min [8,5; 25; 12]$$

$$\Rightarrow \phi_t = \phi 8$$

Si on prend un cadre $A_t = 1,00 \text{ cm}^2 (2\phi 8 = 1,01 \text{ cm}^2)$

f-1) Espacement des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0,40 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq \max (0,236; 0,40 \text{ MPa})$$

$$\Rightarrow \frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \geq 0,40 \text{ MPa}$$

$$S_t \leq \frac{1 \times 235}{0,40 \times 25} \Rightarrow S_t \leq 23,5 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } S_t \leq \max (0,9d; 4 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

Donc on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

f-2) Vérification selon RPA 2003 :

○ Zone nodale : $\min (h/4; 12\phi) \Rightarrow S_t = 7,5 \text{ cm}$

○ En d'hors de la zone nodale : $S_t = h/2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Donc $S_t = 5 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ en d'hors de la zone nodale.

g) Vérification de la flèche

Selon **CBA**, la valeur de la flèche due aux chargements ne doit pas dépasser la valeur de la flèche admissible c'est-à-dire : $f < \bar{f} = \frac{L}{250}$

Pour une poutre console la valeur de la flèche est donnée par la formule suivante : $f = \frac{P l^3}{8 E I}$

Tel que :

P: L'effort repris par la poutre (ELS).

l : Longueur de la poutre.

E : Module de Young (E=32164, 19 MPa).

I : Moment d'inertie de la section.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{25 \times 30^3}{12} = 56250 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow f = \frac{25,31 \times 10^3 \times 2600^3}{32164,19 \times 56250 \times 10^4 \times 8} = 3,07 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{2600}{250} = 10,4 \text{ mm} \quad \text{C.V}$$

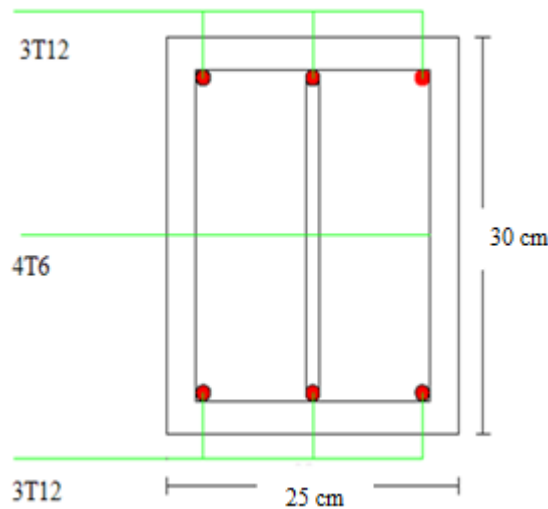


Figure IV-12) Ferrailage de la poutre palière

5- Etude d'un type d'escalier (deux volées et palier d'angle) :

5-1 Pré dimensionnement :

Les volées 1et2 déjà étudiée

Volée 3 :

$$14 \text{ cm} < h < 20 \text{ cm.}$$

$$22 \text{ cm} < g < 33 \text{ cm.}$$

On a utilisé la formule empirique de "BLONDEL" afin d'avoir la hauteur de la contremarche

$$59 < 2h + g < 66 \text{ cm}$$

Pour (g = 28) cm et selon la formule de BLONDEL on aura :

$$59 < 2h + g < 66\text{cm} \Rightarrow 15,5 < h < 19 \text{ cm}$$

On prend : $h = 18 \text{ cm}$.

$$2h + g = 64 \Rightarrow g = 64 - (2 * 18)$$

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

➤ **L'inclinaison de la paillasse :**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{18}{30} = 0,6 \Rightarrow \alpha = 30,96^\circ$$

➤ **La longueur de la paillasse :**

$$L' = \frac{3 \cdot 0,3}{\sin(30,96)} = 1,74\text{m}$$

➤ **Epaisseur de la paillasse :**

$$\text{Condition de résistance : } \frac{L}{30} < e < \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{174}{30} < e < \frac{174}{20}$$

D'où $e_p = (5,8 ; 8,7)$

Nous prenons $e_p = 15\text{cm}$ pour des raisons constructives.

➤ **Epaisseur de palier :**

On prend $e_{pal} = 15\text{cm}$ à partir de type 1

Epaisseur de palier :

On prend $e_{pal} = 15\text{cm}$ à partir de type 1

5-2 Descente des charges :

	charges		Combinaisons fondamentales	
	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Volée	7.036	2,50	13.94	10.21
Palier	4.79	2,50	9.53	7,29

5-3 Paillasse porteuse avec palier :

➤ **Schéma statique :**

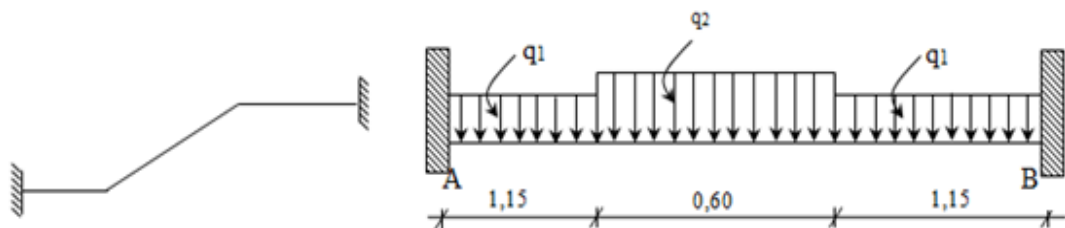


Figure IV-13) Schéma statique d'un escalier à paillasse avec palier de repos

➤ Charge équivalente

• Etat limite ultime (E L U) :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} \Rightarrow q_{eq} = \frac{2 \times 9,53 \cdot 1,15 + 13,94 \times 0,60}{2 \times 1,15 + 0,60}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 10,44 \text{ KN} / m$$

• Etat limite service (E L S) :

$$q_{eq} = \frac{q_2 \cdot L_2 + 2 \cdot q_1 \cdot L_1}{L_2 + 2 \cdot L_1} \Rightarrow q_{eq} = \frac{2 \times 7,29 \cdot 1,15 + 10,21 \times 0,60}{2 \times 1,15 + 0,60}$$

$$\Rightarrow q_{eq} = 7,89 \text{ KN} / m$$

5-3-1 Calcul les sollicitations :

5-3-1-1 Etat limite ultime (E L U) :

Calcul des réactions :

$$R_a = ? \text{ Et } R_b = ?$$

$$R_A = R_B = \frac{q_{eq} \cdot l}{2} \Rightarrow R_A = R_B = 13,57 \text{ KN}$$

Moment

Par la méthode de trois moments (Clapeyron)

a- En appuis

$$M_1 = M_0 = \frac{q_u^{eq} \cdot l^2}{12} \Rightarrow M_0 = M_1 = 5,88 \text{ KN.m}$$

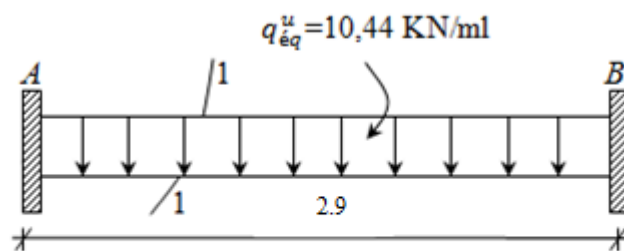


Figure IV-14) Schéma d'une volée et 2 paliers de repose

b- En travée

$$M(l/2) = \frac{q_u^{eq} l^2}{24} = 3,65 \text{ KN.m}$$

Effort tranchant

$$\blacklozenge \text{ Effort tranchant : } T(x) = \frac{q_u \cdot l}{2} = 15,31 \text{ KN}$$

Tableau IV-8) Les sollicitations maximales

Sollicitations	ELU	ELS
M_{\max} (KN.m)	3,65	2,76
$M_{a\max}$ (KN.m)	7,31	5,52
T_{\max} (KN)	15,31	11,44

5-3-1-2 Calcul du ferrailage :

Tableau IV-9) Calcul des sections d'armatures pour les travées et les appuis de volée

	M_U (KN.m)	Armatures longitudinale			Armatures de répartition		
		A (cm ²)	chois des barres	Espacement (cm)	A (cm ²)	chois des barres	Espacement (cm)
Travée	3,65	0,78	4T10	33	1,57	4T10	33
Appuis	7,31	1,68	4T10	33	1,57	4T10	33

5-3-1-3 Vérification de la contrainte du béton :

Tableau IV-10) Vérification de la contrainte du béton

	M_U (KN.m)	M_S (KN.m)	α	γ	
travée	3,65	2,76	0,017	0,411	C.V
appuis	7,31	5,52	0,038	0,41	C.V

5-3-1-4 Vérification d'effort tranchant :

$$T_{\max} = 15,31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b.d} \Rightarrow \tau_u = \frac{15,31 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,117 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \text{ Fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow \text{CV}$$

5-3-1-5 Vérification des contraintes à ELS :

$$\text{En vérifier que : } \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\text{On a } \gamma = \frac{q_u}{q_{ser}} \Rightarrow \gamma = 1,32$$

$$\Rightarrow \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,411$$

☞ **En travée :** $\alpha = 0,017 < 0,411 \dots\dots\dots \text{CV}$

☞ **En appuis :** $\alpha = 0,038 < 0,411 \dots\dots\dots \text{CV}$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Aucune vérification n'est nécessaire pour (σ_s) lorsque la fissuration peu préjudiciable.

IV-C balcons :

Le balcon est assimilé à une console encastré au plancher, réalisé en dalle pleine.

Le calcul se fait pour une bonde de 1 m de largeur.

1- Dimensions :

L'épaisseur du balcon est donné par :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{90}{30} \leq e \leq \frac{90}{10}$$

$$\Rightarrow 3 \leq e \leq 10 \text{ cm}$$

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes:

- 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

Donc on adopte : $e = 12 \text{ cm}$

2- Descente des charges :

Tableau IV-11) charge permanente (G) de balcon

N°	Désignation	$\rho \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$e \text{ (m)}$	$G \text{ (kN/m}^2\text{)}$
1	Carrelage	22	0.02	0,44
2	Mortier de pose	20	0.02	0,40
3	Dalle pleine (12)	25	0.12	3,00
4	Enduit en ciment	20	0.02	0,40
G		4,24 kN/m²		

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

Calcul de la charge due au poids du mur : $S = G_m \cdot h$

Enduit extérieure..... $2 \cdot 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

Brique creuse ($e=10\text{cm}$) $0,9 \text{ KN/m}^2$

Enduit intérieure..... $2 \cdot 0,18 = 0,36 \text{ KN/m}^2$

$G_m = 1,62 \text{ KN/m}^2$

Hauteur du mur : $h = 1,2 \text{ m} \Rightarrow P' = 1,62 \cdot 1,2 = 1,95 \text{ KN/ml}$

3- Evaluation des charges :

a- ELU :

$$p_u = 1,35G + 1,5Q \Rightarrow p_u = 10,97 \text{ KN / m}\ell$$

$$M_u = \frac{P_u L^2}{2} + 1,35 P' L \Rightarrow M_u = \frac{10,97 \times (0,90)^2}{2} + 1,35 \times 3,44 \times 1,2$$

$$\Rightarrow M_u = 10,01 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul de ferrailage :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} \Rightarrow \mu_u = \frac{10,01 \times 10^{-3}}{1 \times (0,9 \times 0,12)^2 \times 14,2}$$

$$\Rightarrow \mu_u = 0,060$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,077$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) \Rightarrow Z = 0,104$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} \Rightarrow A_s = 2,74 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des barres :

$$3\text{T}12 \Rightarrow A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

➤ Armature de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_t = \frac{3,39}{4}$$

$$\Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,32 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 0,85 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 4\text{T}10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

b- ELS :

$$P_{ser} = Q + G \Rightarrow P_{ser} = 6,74 \text{ KN / m}\ell$$

$$M_{ser} = \frac{P_{ser} L^2}{2} + P' L \Rightarrow M_{ser} = 4,18 KN.m$$

4- Vérification des contraintes :

a- Contrainte de béton comprimé :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\text{Donc : } \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj} \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 MPa$$

$$\text{Ou bien : } \alpha \leq \frac{(\gamma - 1)}{2} + 0,01 f_{cj}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \alpha \leq \frac{\left(\frac{M_u}{M_{ser}} - 1 \right)}{2} + 0,01 f_{cj}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,097 < 0,947 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b- Contrainte des aciers :

Fissuration peu préjudiciable aucune vérification n'est nécessaire σ_s .

5- Vérification d'effort tranchant :

$$T_u = P_u \cdot L + 1,35 P' \Rightarrow T_u = 10,01 \times 0,90 + 2,63$$

$$\Rightarrow T_u = 11.64 KN$$

$$\tau_{max} = \frac{T_u}{b.d} \Rightarrow \tau_{max} = \frac{11.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0,108}$$

$$\Rightarrow \tau_{max} = 0,107 MPa$$

$$\tau_{lim} = \min \left[\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 MPa \right] \Rightarrow \tau_{lim} = 3,33 MPa$$

$$\text{Donc : } \tau_{max} = 0,107 < \tau_{lim} = 3,33 MPa \Rightarrow \text{C.V}$$

6- Vérification de la flèche :

$$f_i = \frac{Q_s L^4}{8EI} ; E_i = 32164,195 MPa$$

➤ Centre de gravité :

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum Y_i} = \frac{100 \times 12 \times 6 + 15 \times 3,39 \times 10}{100 \times 12 + 3,39}$$

$$\text{Donc : } V_1 = 6,40 cm \Rightarrow V_2 = 5,60 cm$$

➤ **Moment de l'inertie :**

$$I = \frac{bV_1^3}{3} + \frac{bV_2^3}{3} + 15A_s(d - V_1)^2 \Rightarrow I = 15576,456 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{6,74 \times (0,9)^4 \times 10^7}{8 \times (32164,195) \times 15576,654} \Rightarrow f_i = 0,011 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} \Rightarrow f_{adm} = \frac{90}{250} \Rightarrow f_{adm} = 0,36 \text{ cm}$$

$$f_i = 0,011 \text{ cm} < f_{adm} = 0,36 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

Remarque :

Pratiquement ; on prolonge le ferrailage du balcon jusqu'au plancher pour avoir un contre poids.

7- Le contre poids :

7-1 Calcul longueur de contre poids :

Poids du balcon ($e_b=12\text{cm}$) :

$$G_1 = e_b \times L_b \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$G_1 = 0,12 \times 0,9 \times 1 \times 25 \Rightarrow G_1 = 2,7 \text{ KN}$$

7-2 Poids de contre balancement ($e_p=20\text{cm}$) :

$$G_2 = e_c \times L_c \times \gamma_{\text{béton}}$$

$$G_2 = 0,20 \times L_c \times 1 \times 25 \Rightarrow G_2 = 5L_c$$

$$60\% \times G_1 = G_2 \Rightarrow 0,60 \times 2,7 = 5L_c$$

$$\Rightarrow L_c = 0,3 \text{ m}$$

Avec :

G_1 : le poids de balcon

e_b : épaisseur de balcon

L_b : longueur de balcon

G_2 : le poids de contre poids

e_c : épaisseur de contre poids = épaisseur de plancher

L_c : longueur de contre poids

8- Schéma de ferrailage :

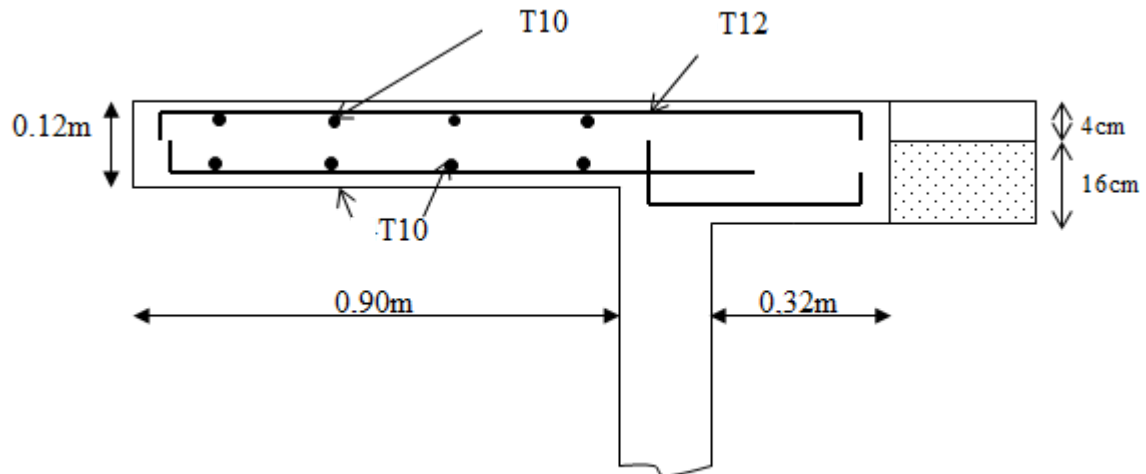


Figure IV-15) Schéma de ferrailage du balcon

IV-DETUDE D'ASSEUSEUR :

1- Introduction :

L'ascenseur est un élément de confort nécessaire pour la circulation verticale prévu pour les structures de cinq (5) étages et plus, elle est composée essentiellement de trois constituants :

- La cabine ou la benne** : organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- Le treuil de levage et sa poulie** : est un cylindre horizontal mobile autour de son axe, sur lequel se roule ou déroule un câble qui sert à entraîner la cabine et roule ses mouvement de montée et de descentes.
- La contre poids** : a pour but d'équilibrer la cabine et la charge utile.

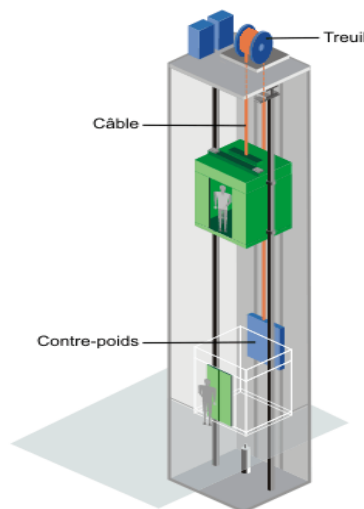


Figure IV-16) Ascenseur

2- Caractéristiques des ascenseurs :

- **Charges nominales** : on distingue les charges suivantes (**en kilogramme**) 320-400-630-800-1000-1250-1600-2000-2500.
- **Vitesse nominales** : les vitesses les plus utilisées en mètre par seconde (**m/s**) sont : 0,4 - 0,62 - 1 - 1,6 - 2,5.

Suivant la norme (**NF.P82.208**) : l'ascenseur utilisé dans ce projet réservée **8** personnes, donc on a une charge nominale de **630Kg** pour une vitesse de **1,6m/s**.

Les dimensions de la cabine de l'ascenseur dans l'immeuble sont comme suit :

- La largeur de la cabine : **1,40m**
- La hauteur de la cabine : **2,20m**
- La profondeur de la cabine : **1,40m**
- La largeur de passage libre de la cabine : **0,80m**
- La hauteur de passage libre : **2,00m**
- La hauteur de course : **31.14m**

3- Calcul de la charge :

A- Charge permanente :

P_m : Le poids mort (poids des câbles, la cabine et accessoire).

La masse de la cabine : $S_1 = (2 \times 1,4 + 1,4) \times 2,2 \Rightarrow S_1 = 9,24m^2$

$$M_1 = 9,24 \times 1,4 \times 11,5 \Rightarrow M_1 = 148,76Kg$$

La masse de plancher : $S_2 = 1,4 \times 1,4 \Rightarrow S_2 = 1,96m^2$

$$M_2 = 1,96 \times 110 \Rightarrow M_2 = 215,6Kg$$

La masse de parachute : $\Rightarrow M_3 = 40Kg$

La masse des accessoires : $\Rightarrow M_4 = 80Kg$

La masse de l'arcade : $M_5 = 60 + (80 \times 1,10) \Rightarrow M_5 = 148Kg$

La masse des poulies de mouflage : $M_6 = 2 \times 30 \Rightarrow M_6 = 60Kg$

La masse de la porte de la cabine : $S_7 = 0,80 \times 2 \Rightarrow S_7 = 1,60m^2$

$$M_7 = 1,6 \times 25 + 80 \Rightarrow M_7 = 120Kg$$

Donc : $P_m = \Sigma M_i \Rightarrow P_m = 812,36Kg$

La masse de contre poids : $P_p = P_m + \frac{Q}{2} \Rightarrow P_p = 812,36 + \frac{630}{2}$

$$\Rightarrow P_p = 1127,36Kg$$

La masse de treuil + moteur : $P = 1200Kg$

La masse des câbles : on à une poulie donc deux câbles.

$$\frac{D}{d} > 40 \quad \text{Avec} \quad D : \text{Diamètre de poulie (D = 550mm)}$$

d : Diamètre de câble.

$$\text{On prend} \quad \frac{D}{d} = 45 \Rightarrow d = \frac{D}{45} \Rightarrow d = \frac{550}{45}$$

$$\Rightarrow d = 12,22mm$$

$$\text{La longueur de câble } L_c = H_t - H_{cabin} \Rightarrow L_c = 31.14 - 2,2$$

$$\Rightarrow L_c = 25.34m$$

$$M_c = m \times n \times L$$

m : la masse linéaire du câble $m = 0,515 \text{ Kg/m}$

L : longueur du câble $= 27.55m$

n : nombre des câbles $= 2$

$$M_c = n \times L \times m \Rightarrow M_c = 2 \times 27.55 \times 0,515$$

$$\Rightarrow M_c = 28.37$$

$$\text{La masse totale : } M_t = M_c + P_m + P_p + P \Rightarrow M_t = 28.37 + 812,36 + 1127,36 + 1200$$

$$\Rightarrow M_t = 3168.09kg$$

$$\text{Le poids total : } P_t = M_t \times g \Rightarrow P_t = 3168.09 \times 9,81$$

$$\Rightarrow P_t = 31078.9626N$$

$$\Rightarrow P_t = 31,07KN$$

Avec g : l'accélération de la pesanteur.

B- Charge d'exploitation :

$$Q = 6,30KN$$

C- Combinaison de charge :

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35G + 1,50Q \Rightarrow Q_u = 1,35 \times 31,07 + 1,50 \times 6,3$$

$$\Rightarrow Q_u = 51,39KN$$

$$\text{ELS : } Q_{ser} = G + Q \Rightarrow Q_{ser} = 31,07 + 6,30$$

$$\Rightarrow Q_{ser} = 37,37KN$$

4- Vérification de la dalle au poinçonnement :

Il y a un risque de poinçonnement de la dalle à cause de la force concentrée appliquée par l'un des appuis de moteur (supposé à 4 appuis), chaque appui prend un quart ($1/4$) de la charge totale.

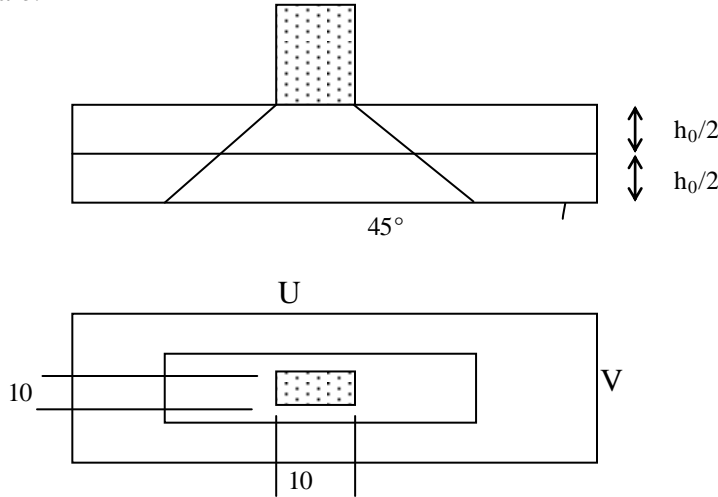


Figure IV-17) Schéma de poinçonnement

$$\text{ELU : } Q_{up} = \frac{Q_u}{4} \Rightarrow Q_{up} = 12,84 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } Q_{sp} = \frac{Q_{ser}}{4} \Rightarrow Q_{sp} = 9,34 \text{ KN}$$

Selon les règles **BAEL.91**, on vérifie le poinçonnement par la formule suivante :

$$Q_{up} \leq \overline{Q_u} = 0,045 \times U_c \times h_0 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

U_c : Périmètre au niveau de la feuille moyenne.

h_0 : Epaisseur de la dalle.

$$U_c = 2 \times (U + V)$$

$$U = V = 10 + 2 \times 8 = 26 \text{ cm}$$

$$U_c = 2 \times (U + V) \Rightarrow U_c = 2 \times (26 + 26)$$

$$\Rightarrow U_c = 104 \text{ cm}$$

$$Q_{up} = 12,84 \text{ KN} \leq 0,045 \times 1,04 \times 0,16 \times \frac{25 \times 10^3}{1,5} \Rightarrow Q_{up} = 12,84 \text{ KN} \leq 124,8 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

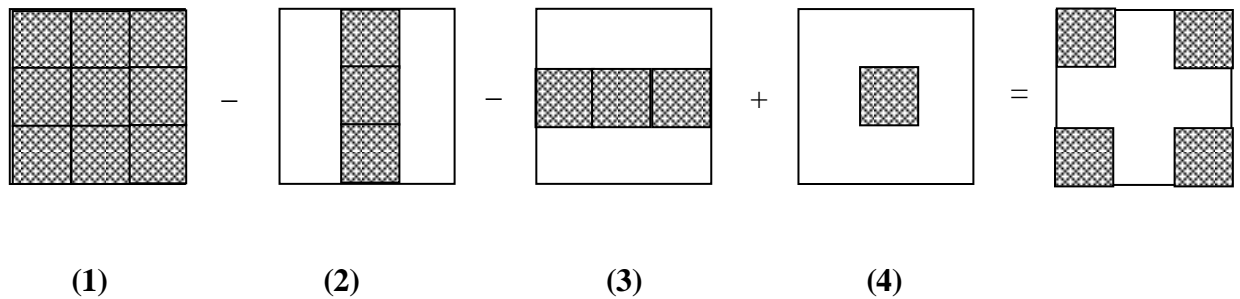
Donc il n'y a pas de risque de poinçonnement.

5- Evaluation du moment dus aux charges concentrées :

Les moments M_1 et M_2 en fonction de :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} ; \quad \frac{U}{L_x} ; \quad \frac{V}{L_y}$$

$$L_x = 1,80m ; \quad L_y = 2,75m$$



5-1- Distances des rectangles :

1)- le rectangle (1) :

$$U = 94 \text{ cm}$$

$$V = 94 \text{ cm}$$

2)- le rectangle (2) :

$$U = 42 \text{ cm}$$

$$V = 94 \text{ cm}$$

3)- le rectangle (3) :

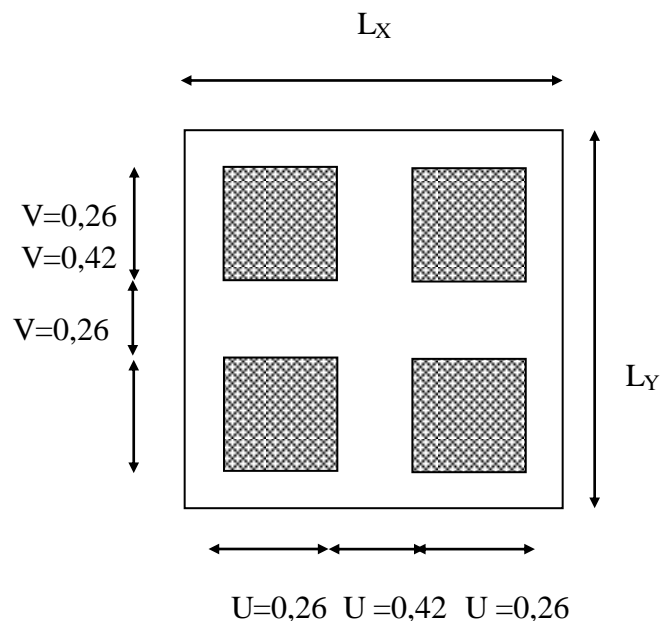
$$U = 94 \text{ cm}$$

$$V = 42 \text{ cm}$$

4)- le rectangle (4) :

$$U = 42 \text{ cm}$$

$$V = 42 \text{ cm}$$



5-2- Les moments suivant les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \nu \times M_2) \times P$$

$$M_y = (M_2 + \nu \times M_1) \times P$$

M_1 Et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de **PIGEAUD**.

ν : Coefficient de poisson.

À L'E.L.U : ($\nu = 0$)

$$\begin{cases} M_x = M_1 P \\ M_y = M_2 P \\ \rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,80}{2,75} \approx 0,65 \\ p = p' \times s \end{cases}$$

La charge surfacique appliquée sur le rectangle A (26x26) cm² est :

$$P' = \frac{q_\mu}{u.v} = \frac{1292}{0,26 \times 0,26} = 18994,08 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant: $L_x=1.80\text{m}$; $L_y= 2,75\text{m}$

Tableau IV-12) Les moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m ²)	P' (Kg/m ²)	P=P'.S (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0,52	0,34	0,130	0,070	0,88	18994.08	16714.79	2172.92	1170.03
2	0,23	0,34	0,170	0,080	0,39	18994.08	7407.69	1259.30	376.61
3	0,52	0,15	0,140	0,120	0,39	18994.08	7407.69	1037.07	888.92
4	0,23	0,15	0,200	0,141	0,17	18994.08	3228.99	645.79	455.28

5-3- Les moments dues aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 522.34 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 359.78 \text{ Kg.m}$$

5-4- Moments dues aux charges reparties (poids propre) Chargement :

$$L_x = 1,80 \text{ m}$$

$$L_y = 2,75 \text{ m} \quad h_0 = 25 \text{ cm}$$

- poids propre : $G = 0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}$
- charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/m}$

$$\text{Charge ultime: } q_u = 1,35G + 1,5Q = 993,75 \text{ kg/m}$$

5-5- Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.80 / 2.75 \approx 0,65 > 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_\mu \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha \approx 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0664 \\ \mu_y = 0,4628 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 239.87 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 88.51 \text{ kg.m} \end{cases}$$

5-6- Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0x} = M_{x1} + M_{x2} = 522.34 + 239.87 = 762.21 \text{ kg.m}$$

$$M_{0y} = M_{y1} + M_{y2} = 359.78 + 88.51 = 448.29 \text{ kg.m}$$

5-7- Moments retenus :

Sens(x) :

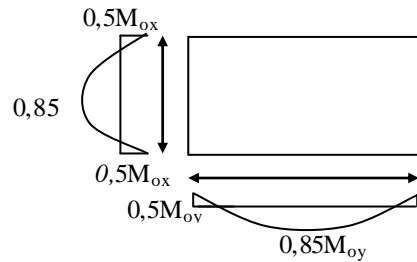
$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_{0x} = 6.47 \text{ KNm}$$

$$\text{En appuis } M_a = 0.5M_{0x} = 3.80 \text{ KNm}$$

Sens(y) :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_{0y} = 3.81 \text{ KNm}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.5M_{0y} = 2.24 \text{ KNm}$$



5-8- Calcul du ferrailage de la dalle:

Le ferrailage se fait sur une bande de (1m) de largeur

Données :

- Largeur de la poutre $b=100\text{cm}$.
- Hauteur de la section $h=16\text{cm}$
- Hauteur utile des aciers tendus $d=0,9h=22,5 \text{ cm}$.
- Contrainte des aciers utilisés $f_e=400 \text{ Mpa}$, $\sigma_s=348\text{Mpa}$
- Contrainte du béton à 28 jours $f_{c28}=25 \text{ Mpa}$, $f_{bc}=14,16\text{Mpa}$.
- Contrainte limite de traction du béton $f_{t28}=2,1\text{Mpa}$
- Fissuration peu préjudiciable

En travée :

Sens L_x :

Le moment ultime : $M_{tx}=6.47 \text{ KN.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{6,47 \times 10^{-3}}{1 \times (0,225)^2 \times 14,16} = 0,009 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,011$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,47 \times 10^{-3}}{0,995 \times 0,225 \times 348} \times 10^4 = 0,83 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.100.22,5.2,1/400 = 2,71 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 0,83 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,71 \text{ cm}^2.$$

Le choix d'armature :

On adopte **4T12 = 4,52 cm²**.

Sens Ly:

Le moment ultime : $M_{ty} = M_{tx} = 3,81 \text{ KN.m}$

Le choix d'armature :

On adopte **4T12 = 4,52 cm²**.

En appuis :

Sens L_x :

Le moment ultime : $M_{ax} = 3,80 \text{ KN.m}$

Le moment réduit μ_u :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{3,80 \times 10^{-3}}{1 \times (0,225)^2 \times 14,16} = 0,005 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow A_s = 0.$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u} \right) \Rightarrow \alpha = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,997$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{3,43 \times 10^{-3}}{0,225.0,997.348} \times 10^4 = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23b.d.f_{t28}/f_e = 0,23.100.22,5.2,1/400 = 2,71 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 0,44 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 2,71 \text{ cm}^2.$$

Le choix d'armature :

On adopte **4T12 = 4,52 cm²**.

Sens L_y :

Le moment ultime : $M_{ay} = 2,17 \text{ KN.m}$

Le choix d'armature :

On adopte **4T12 = 4,52 cm²**.

Donc : $A_{tx} = 4T12$ $A_{ax} = 4T12$

$$A_{ty} = 4 T12 \quad A_{ay} = 4 T12$$

En prend un espacement de 25 cm dans les deux sens : $S_t = 25 \text{ cm}$.

6- Vérification à L'E.L.S :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) p_{ser}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) p_{ser}$$

M_1 Et M_2 sont des coefficients donnés par l'abaque de **PIGEAUD**.

ν : Coefficient de poisson.

À L'E.L.S : ($\nu = 0,2$)

$$P_{ser} = p'_{ser} \times S = \frac{q_{ser}}{u \cdot v} \cdot S$$

$$p'_{ser} = \frac{q_{ser}}{u \cdot v} ; \quad q_{ser} = (G + Q) \cdot \frac{1}{4}$$

$$q_{ser} = (31,62 + 6,30) \cdot 1/4 = 9,48 \text{ KN}$$

Donc :

$$P'_{ser} = 9,48 / (0,26)^2 = 14300,16 \text{ kg/m}^2$$

Les résultats des moments isostatiques des rectangles (1),(2),(3)et (4) sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau IV-13) Les moments isostatiques des rectangles.

Rectangle	$\frac{u}{L_x}$	$\frac{v}{L_y}$	M_1	M_2	Surface S (m ²)	P'_{ser} (Kg/m ²)	$P_{ser} = P'_{ser} \cdot S$ (Kg)	M_x (Kg.m)	M_y (Kg.m)
1	0,52	0,34	0,130	0,070	0,88	14300,16	12584,14	1635,93	880,88
2	0,23	0,34	0,170	0,080	0,39	14300,16	5577,06	948,10	446,16
3	0,52	0,15	0,140	0,120	0,39	14300,16	5577,06	780,78	669,24
4	0,23	0,15	0,200	0,141	0,17	14300,16	2431,02	486,20	342,77

6-1- Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{x1} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 393,25 \text{ Kg.m}$$

$$M_{y1} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 108,25 \text{ Kg.m}$$

6-2- Moments dues aux charges reparties (poids propre) Chargement :

$$L_x = 1.80\text{m}$$

$$L_y = 2,75\text{m} \quad h_0 = 25 \text{ cm}$$

- poids propre : $G = 0,25 \times 2500 = 625 \text{ kg/m}$
- charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ Kg/m}$

$$q_{ser} = 100 + 400 = 725 \text{ Kg/m}^2$$

6-3 Sollicitations :

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1.80 / 2.75 \approx 0,65 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{ser} \cdot l_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \end{cases}$$

$$\alpha \approx 0,67 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0664 \\ \mu_y = 0,4628 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 175 \text{ kg.m} \\ M_{y2} = 64.57 \text{ kg.m} \end{cases}$$

6-4- Les moments appliqués à la dalle:

$$M_{0X} = M_{x1} + M_{x2} = 393,25 + 175 = 568.25 \text{ kg.m}$$

$$M_{0Y} = M_{y1} + M_{y2} = 108,25 + 64.57 = 172.82 \text{ kg.m}$$

6-5- Moments retenus :

Sens(x) :

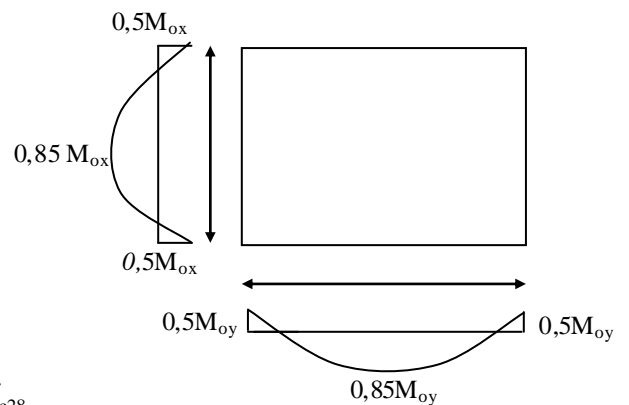
En travée : $M_t = 0.85 M_{0X} = 4.83 \text{ KN.m}$

En appuis $M_a = 0.5 M_{0X} = 2.84 \text{ KN.m}$

Sens(y) :

En travée : $M_t = 0.85 M_{0Y} = 1.46 \text{ KN.m}$

En appuis : $M_a = 0.5 M_{0Y} = 0.86 \text{ KN.m}$



6-6- Vérification à L'E.L.S :

Il faut Vérifier la Condition Suivante :

$$\frac{(\gamma - 1)}{2} + \frac{f_{c28}}{100} > \alpha.$$

Dans le Sens- x :

$$\gamma = 1,41.$$

Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s}$.

$$\frac{(1,41 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > 0,014 \dots \text{C.V}$$

Dans le Sens- y :

$$\gamma = 1,45.$$

$$\frac{(1,45 - 1)}{2} + \frac{25}{100} = 0,47 > 0,014 \dots \text{C.V}$$

6-7- Vérification d'effort tranchant :

Sens- x :

$$V_{ux} = \frac{q_u \times L_x}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \right] = \frac{9,74 \times 1,80}{2} \left[\frac{1}{1 + \frac{1}{2}} \right] = 5.84 \text{ KN}$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d_x} = 584 / 1000 \times 225 = 0,002 MPa$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_{ux} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 MPa$$

$$\tau_{ux} = 0,002 MPa < \bar{\tau}_{ux} = 1,17 MPa$$

Sens- y :

$$V_{uy} = \frac{q_u \times L_y}{3} = \frac{9,74 \times 2,75}{3} = 8.921 KN$$

$$\tau_{ux} = \frac{V_{ux}}{b_0 \times d_y} = \frac{584}{1000 \times 225} = 0,004 MPa$$

$$\text{Fissuration peu nuisible } \bar{\tau}_{ux} = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,07 \times \frac{25}{1,5} = 1,17 MPa$$

$$\tau_{ux} = 0,004 MPa < \bar{\tau}_{ux} = 1,17 MPa$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

6-8- Vérification de la flèche :

Condition de la nécessité de la vérification de la flèche :

$$\frac{h}{L_X} = \frac{25}{180} = 0,13$$

$$\frac{1}{20} \cdot \frac{M_{st}}{M_{sx}} = \frac{1}{20} \cdot \frac{4,59}{2,7} = 0,085$$

$$A) \frac{h}{L_X} = 0,128 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_{st}}{M_{sx}} = 0,085 \dots\dots\dots C.V$$

$$B) \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4,52}{100 \times 22,5} = 0,002 < \frac{2 MPa}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots\dots C.V$$

Les deux conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Pour les éléments secondaires, en plus des conditions de résistance que nous avons vérifiées, ces éléments assurent le confort et le bien-être.

V.1 Introduction :

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

Les forces d'origine sismique agissant sur la structure pendant un séisme constituent le problème majeur de génie parasismique, connaissant l'intensité et la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une rigidité et une résistance suffisante pour limiter les dommages par un comportement essentiellement plastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent, avec une ductilité permettant de limiter les dommages et sans effondrement.

V.2 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul sismique c'est le calcul de la réponse sismique et la répartition des efforts dans les différents éléments de la structure

Les règles parasismiques Algériennes (**RPA99/version2003**) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

Pour notre projet nous avons utilisé le logiciel de calcul **robot auto-desk structural analysis version 2014**

V.3 Classification de l'ouvrage :

D'après le RPA99V2003, notre structure est implantée et classée dans la zone sismique IIa, groupe d'usage 02.

V.3.2 Classification de site :

D'après l'article (3.3 RPA99version2003); les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécanique des sols qui les constituent :

-Alors que notre structure est constituée dans un site de **catégorie S3** (site Meuble).

Tableau V-1) Classification des sites

catégorie	Description	q_c (Mpa)	N	P_1 (Mpa)	E_p (Mpa)	q_u (Mpa)	V_s (m/s)
S₁	Rocheux	-	-	> 5	> 100	> 10	≥ 800
S₂	Ferme	> 15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥ 400 < 800
S₃	Meuble	1.5 ~15	10~5 0	1 ~ 2	5 ~20	0.1 ~0.4	≥ 200 < 400
S₄	Très meuble ou présence de 3m au moins d'argile	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥ 100 < 200

V.4 Présentation de méthode de calcul :

V.4.1 Méthode statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

Remarque :

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable selon l'article (4.1.2.a)RPA99/version 2003 car la structure dépasse 30 m de hauteur) d'ou la méthode utilisée est celle de l'analyse modale spectrale .

V.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale

a- Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Spectre de réponse de calcul :

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

- toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right)^{2/3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

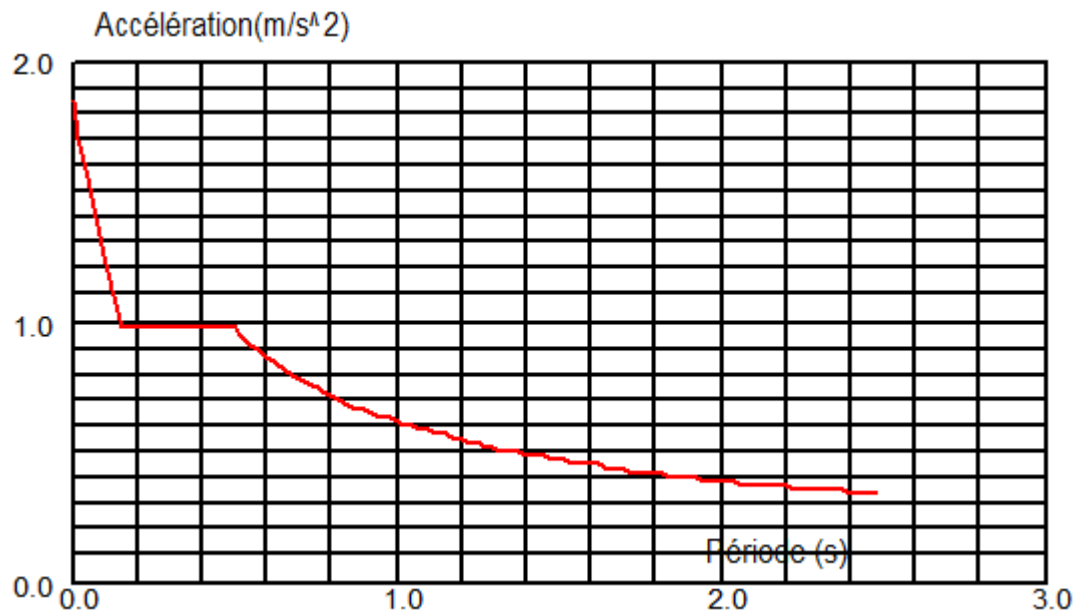


Figure V.1) Spectre de réponse

c- Détermination des paramètres du spectre de réponse:

✓ Coefficient d'accélération A :

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya de Oran : RPA 99 version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15**

✓ **Coefficient de comportement global de la structure R :**

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé (mixte). Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : $R=5$

✓ **Facteur de qualité Q:**

En prend $Q=1.2$

✓ **Facteur d'amplification dynamique D :**

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3,0}\right)^{2/3} \left(\frac{3,0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée a la catégorie du site (tableau 4.7 de RPA2003), $T_2=0,5s$.

η : facteur de correction d'amortissement (formule 4.3 de RPA2003)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0.7$$

ζ : pourcentage d'amortissement critique donnée par le tableau 4.2 (RPA99/version2003)

voile et poteaux $\Rightarrow \zeta = 8.5 \%$ D'où $\eta = 0.816 > 0.7$

✓ **Estimation empirique de la période fondamentale :**

Dans notre cas (structure mixte), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99/version2003.

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4} \quad \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T_x = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{dx}}$$

$$T_y = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{dy}}$$

Avec : $C_T = 0,05$ (Tableau 4.6 RPA99/version2003)

h_n : hauteur totale de la structure ($h_n = 31.4m$)

dx : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction X

dy : La dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction Y

$$T = C_T h_N^{3/4} = 0.5 \times 31.4^{3/4} = 0.659$$

$$T_x = \frac{0.09 \times 31.14}{\sqrt{29.45}} = 0.51$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 31.14}{\sqrt{21.40}} = 0.60$$

En prend le min entre (T, T_x, T_y) dans un coefficient de majoration 1.3

$$T_{\text{empirique}} = 0.51 \times 1.3 = 0.67 \rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$-D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 2.5 \times 0.81 (0.5 / 0.67)^{2/3} = 1.66$$

V.4.3 Nombre de mode a considérer :

La condition **4.3.4 de RPA2003** consiste à déterminer le nombre de mode de vibration à retenir dans chaque des deux directions d'excitation doit être tel que :

✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

Remarque :

Après une augmentation dans les sections des éléments structuraux et emplacement des voiles et le noyau central :

✓ La structure: - première mode déplace suivant X par : 61,55.
- deuxième mode déplace suivant Y par : 65,51.

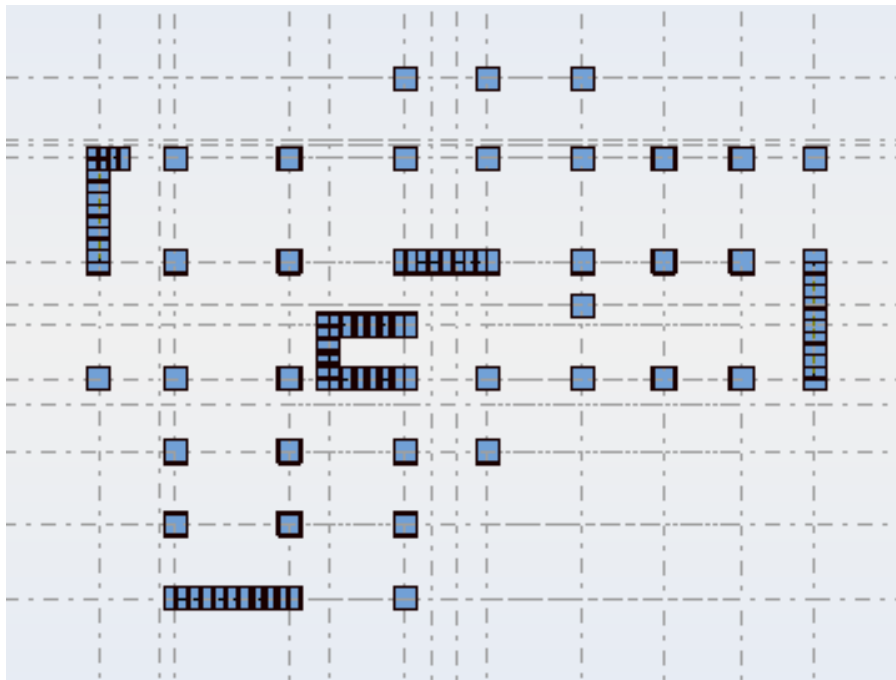


Figure V.2) Dispositions des voiles

Tableau V-2) Résultat des modes de vibration de la structure après stabilisation

Mode	Période	Masse modale UX[%]	Masse modale UY[%]	ΣMasse modale UX[%]	ΣMasse modale Uy[%]
1	0,67	61,55	0,11	61,55	0,11
2	0,57	0,01	65,51	61,56	65,62
3	0,44	4,42	1,09	65,98	66,72
4	0,17	15,84	0,04	81,82	66,75
5	0,14	0,13	18,36	81,94	85,11
6	0,10	1,74	0,09	83,68	85,20
7	0,08	6,73	0,10	90,41	85,31
8	0,07	0,13	7,74	90,54	93,05
9	0,05	3,69	0,09	94,23	93,14
10	0,05	1,10	0,01	95,32	93,15

V.5 Calcul de l'effort tranchant pour la méthode statique équivalent :

-La force sismique totale V_t appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{x,y} = \frac{A \cdot D_{x,y} \cdot Q}{R} W$$

➤ Poids totale de la structure W :

-le poids des différents planchers sera obtenu on additionnant les poids des éléments solidaires à ces derniers comme suit :

✓ Plancher corps creux : $w_{pcc} = S_{pcc} (G + \beta Q)$.

✓ Poteaux $w_{pot} = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_b \cdot N_{pot}$.

✓ Poutres $w_{pout} = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_b \cdot N_{pout}$.

✓ Chainage $w_{chai} = b \cdot h \cdot l \cdot \gamma_b \cdot N_{pot}$.

✓ Maçonnerie $w_{maç} = S_{maç} \cdot G_{maç}$.

✓ Escaliers $w_{esc} = S_{esc} \cdot (G + \beta Q)$.

✓ Voile $w_{voi} = a \cdot h \cdot l \cdot \gamma_b$

Avec β : coefficient de pondération (tableau 4.5 de RPA2003)

On obtient le résultat du poids depuis le ROBOT

$W = 24502,4460 \text{ KN}$

$$\Rightarrow V_{\text{statique}} = \frac{0.15 \times 1.66 \times 1.2}{5} \times 24502,4460 = 1464,26 \text{ KN}$$

-On doit vérifier que la résultante des forces sismiques à la base «V» obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultant de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente.

On a la force sismique a la base est donnée par la méthode statique équivalente :

- Les efforts tranchant à la base obtenue par la méthode dynamique est :

$$V_{x \text{ Dynamique}} = 1640,61 \text{ KN}$$

$$V_{y \text{ Dynamique}} = 1920,61 \text{ kN}$$

- L'effort tranchant à la base obtenu par la méthode Statique est :

$$V_{x,y \text{ Statique}} = 1464,26 \text{ kN}$$

$$0,8. V_{x,y \text{ Statique}} = 0,8 \times 1830,33 = 1464.26 \text{ kN}$$

$$\Rightarrow 0,8. V_{x \text{ Statique}} = 1171.41 \text{ kN} < V_{x \text{ Dynamique}} = 1640,61 \text{ KN} \quad \text{vérifié}$$

$$\Rightarrow 0,8. V_{y \text{ Statique}} = 1171.41 \text{ kN} < V_{y \text{ Dynamique}} = 1920,61 \text{ kN} \quad \text{vérifié}$$

V.6 Les déplacements latéraux inter étages :

- L'une des vérifications préconisées par le RPA99/version 2003, concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet, selon l'article 5.10 du RPA99/version 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec:

$$\bar{\Delta} = 0.01h_e \quad \text{où} \quad h_e : \text{Hauteur de l'étage.}$$

$$\text{Avec : } \Delta_x^k = R \Delta_{ex}^k \quad \text{et} \quad \Delta_y^k = R \Delta_{ey}^k$$

$$\text{Où ; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \quad \text{et} \quad \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : Correspond au déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (idem dans le sens y, Δ_{ey}^k).

Avec : δ_{ex}^k : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x (idem dans le sens y, δ_{ey}^k).

V.6.1 Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E

On a : R= 5

Les principaux résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V-3) Les déplacements résultants de la combinaison des charges G+Q+E

Z(m)	δ_{ex} (cm)	δ_{ey} (cm)	Δ_{ex} (cm)	Δ_{ey} (cm)	Δ_x (cm)	Δ_y (cm)	Δ (cm)	observation
3.06	0,2	0,2	0,5	0,4	0,8	0,8	3,6	vérifiée
6.66	0,7	0,6	0,6	0,5	2	1,6	3,06	vérifiée
9.72	1,3	1,1	0,6	0,6	2,4	2	3,06	vérifiée
12.78	1,9	1,7	0,8	0,6	2,4	2,4	3,06	vérifiée
15.84	2,7	2,3	0,7	0,6	2,6	2,4	3,06	vérifiée
18.9	3,4	2,9	0,8	0,6	2,8	2,4	3,06	vérifiée
21.96	4,2	3,5	0,7	0,6	2,8	2,4	3,06	vérifiée
25.02	4,9	4,1	0,6	0,6	2,8	2,4	3,06	vérifiée
28.08	5,6	4,7	0,6	0,6	2,8	2,4	3,06	vérifiée
31.14	6,2	5,3	-	-	2,4	2,4	3,06	vérifiée

V.6.2 Les déplacements maximaux :

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant où :

- Translation : (cm) ;
- Rotation : (rad. 10-3)

Tableau V-4) Les déplacements maximaux

3DDI						
Direction	Ux	Uy	Uz	Rx	Ry	Rz
Déplacement	9,7	6,4	1,0	0,003	0,004	0,003

V.7 Justification de l'effet P-Δ :

Les effets du 2° ordre peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\theta = \frac{P_K * \Delta_K}{V_K * h_K} \leq 0.10$$

P_K poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "K".

V_K :effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

Δ_K :déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau " $K-1$ ".

h_K :hauteur de l'étage "K".

Si $0.10 \leq \theta_K \leq 0.20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur:

$$\frac{1}{1 - \theta_K}$$

Si $\theta_K > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification sera faite pour le cas statique.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau V-5) Vérification à l'effet P- Δ

Etage	p_k (kN)	Δ_k^x (cm)	Δ_k^y (cm)	$V_{k.x}$ (kN)	$V_{k.y}$ (kN)	H (cm)	θ_x	θ_y	Vérification
RDC	3769,43	0,8	0,8	1640,60	1920,62	360	0,0051	0,0043	vérifié
1	2415,70	2	1,6	1585,53	1861,43	306	0,0099	0,0067	vérifié
2	2415,70	2,4	2	1521,58	1788,01	306	0,0124	0,0088	vérifié
3	2415,70	2,4	2,4	1436,59	1687,40	306	0,0131	0,0112	vérifié
4	2354,46	2,6	2,4	1325,52	1560,57	306	0,0150	0,0118	vérifié
5	2354,46	2,8	2,4	1189,51	1400,56	306	0,0181	0,0131	vérifié
6	2331,91	2,8	2,4	1026,60	1205,00	306	0,0207	0,0151	vérifié
7	2288,39	2,8	2,4	835,61	982,04	306	0,0250	0,0182	vérifié
8	2265,14	2,8	2,4	610,48	717,56	306	0,0339	0,0247	vérifié
9	2256,12	2,4	2,4	328,47	382,60	306	0,0538	0,0462	vérifié

$\theta < 0.1$ Donc l'effet P- Δ est négligeable pour les deux directions

V.8 Vérification au renversement :

Elle se traduit par la vérification dans les deux sens (longitudinal et transversal) suivante :

M_r : moment renversant.

M_s : moment stabilisant.

Les résultats d'analyse obtenus par logiciel (Robot).

Sens longitudinal:

$$M_s = 321515,44 \text{ KN.m}$$

$$M_{r_x} = 34300,08 \text{ KN.m}$$

$$M_s > M_{r_x}$$

- **Sens transversal :**

$$M_s = 272331,96 \text{ KN.m}$$

$$M_{r_y} = 40483,86 \text{ KN.m}$$

$$M_s > M_{r_y}$$

La stabilité au renversement est vérifiée.

Conclusion

La vérification des conditions exigées par le règlement parasismique algérien RPA99/2003, nous a amené à l'augmentation des sections des éléments structuraux obtenus après prédimensionnement, la modéliser des différents emplacements des voiles et le changement du sens porteur est une meilleure solution pour obtenir une bonne réponse pour notre structure de forme en L en plan.

VI.1 Introduction :

Au niveau de ce chapitre nous présenterons le calcul du ferrailage des éléments structuraux de la variante retenue.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse dynamique de la structure retenue par le logiciel **Robot**.

Pour cela le calcul de ces éléments se fera comme suit :

- ✓ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ✓ Les poteaux et les voiles seront dimensionnés en flexion composée.

De ce fait, le dimensionnement sera réalisé à l'E.L.U.R et/ou l'E.L.U de stabilité de forme dans le cas de flexion composée avec effort normal de compression, et les contraintes seront vérifiées à l'E.L.S vis-à-vis de la durabilité.

VI.2 Ferrailage des poutres

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux et sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants et des efforts normaux. Toute fois (dimensionnement des aciers plus importants) le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

- ✓ **selon BAEL 91 :**

E.L.U. :

$1,35 G + 1,5 Q$

- ✓ **Selon le R.P.A 99 :**

$G + Q \pm E$

$0,8G \pm E$

A -Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- 50ϕ en zone IIa.

B- Armatures transversales:

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires: minimum de $(h/4, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale: $s \leq h/2$

Pourcentage minimal d'après RPA99 version 2003 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot (b \cdot h).$$

- ✓ Les poutres principales (35x45) $A_{\min} = 7,87 \text{ cm}^2$
- ✓ Les poutres secondaires (30x30) $A_{\min} = 4,50 \text{ cm}^2$

Pourcentage maximal d'après RPA99 version 2003 :

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

- les poutres principales (35x45) :

$$4\% \text{ en zone courante} \Rightarrow A_{\max} = 63,00 \text{ cm}^2.$$

$$6\% \text{ en zone de recouvrement} \Rightarrow A_{\max} = 94,50 \text{ cm}^2.$$

- les poutres secondaires (30x30) :

$$4\% \text{ en zone courante} \Rightarrow A_{\max} = 36,00 \text{ cm}^2.$$

$$6\% \text{ en zone de recouvrement} \Rightarrow A_{\max} = 54,00 \text{ cm}^2.$$

- La longueur minimale de recouvrement est 50ϕ en zone IIa.

VI.2.1 Exemple de calcul

- Poutre principale 35x45

$M_{\max}(\text{sur l'appui}) = -96,20 \text{ kN.m}$

$M_{\max}(\text{en travée}) = 87,16 \text{ kN.m}$

$T_u = 73,98 \text{ kN}$

- **Ferraillage longitudinal**
- **Ferraillage en travées**

$h = 45 \text{ cm} ; b = 35 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa}$

$M_u = 87,16 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{87,16 \cdot 10^6}{350 \cdot 405^2 \cdot 14,17} = 0,107$$

$$\mu < \mu_R = 0,391 \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,141$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 381,99 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{87,16 \cdot 10^6}{381,99 \times 348} = 655,65 \text{ mm}^2 = 6,55 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

Par définition, une section est considérée comme non fragile tendue ou fléchie, telle que la sollicitation provoquant la fissuration du béton dans le plan de la section considérée. Ceci entraîne dans les aciers une contrainte au plus égale à leur limite d'élasticité garantie.

$$A_s \geq A_{CNF} = 0,23 b_0 \cdot d \cdot f_{t28} / f_e$$

- les poutres principales (35x45) $A_{\min} = 1,71 \text{ cm}^2$.
- les poutres secondaires (30x30) $A_{\min} = 0,97 \text{ cm}^2$.

$$A_s^{\text{cal}} > A_s^{\text{CNF}} = 1,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **D'après RPA Ver 2003:**

$$A_s^{\text{cal}} < A_s^{\text{RPA}} = 7,87 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \Rightarrow A_s = A_s^{\text{RPA}}$$

On prend :

$$A_s = A_s^{\text{RPA}} = 7,87$$

Choix des armatures: 3T14 et 3T12 = 8,01 cm²

• **Ferraillage sur appui**

$$M_{app} = -96,20 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{app}}{b d^2 \sigma_{bc}} = \frac{96,20 \cdot 10^6}{350 \cdot 405^2 \cdot 14,17} = 0,118 < \mu_R \rightarrow A'_s = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,157$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 379,43 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{z \cdot \sigma_s} = \frac{96,20 \cdot 10^6}{379,43 \times 348} = 728,53 \text{ mm}^2 = 7,28 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{cal} > A_s^{CNF} = 1,71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• D'après RPA Ver 2003:

$$A_s^{cal} < A_s^{RPA} = 7,87 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \Rightarrow A_s = A_s^{RPA}$$

On prend :

$$A_s = A_s^{RPA} = 7,87$$

Choix des armatures: 3T14 et 3T12 = 8,01 cm²

Vérification à E.L.S :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, il suffit de vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Fe400} \end{array} \right\} \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{96,20}{25,95} = 3,70$$

$$\alpha = 0,157 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 1,60 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton \Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U.R conviennent à E.L.S.

Vérification de la contrainte tangentielle

$$T_u^{max} = -73,98 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{73,98 \cdot 10^3}{400 \cdot 495} = 0,37 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

• **Ferraillage transversal :**

• **Selonle B.A.E.L 91:**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; Q_{L_{min}}; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; 1,2; \frac{35}{10} \right) = 1,2 \text{ cm}$$

⇒ On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Disposition constructive

- Selon CBA :

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 36,45 \text{ cm}$$

- Selon RPA Ver 2003 :

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l \right) = 11,25 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ zone courante.}$$

On a opté pour :

$$S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \text{ zone nodale.}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \text{ zone courante}$$

- Selon RPA :

$$A_t \geq 0,003 S_t . b = 1,05 \text{ cm}^2$$

On a opté pour un cadre et un étrier de ϕ_8

$$\text{Donc } 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Recouvrement Des Armatures Longitudinales

$$L_r = 50\phi \text{ en zone IIa}$$

L_r : Longueur de recouvrement.

$$\phi = 14 \text{ mm} \dots \dots \dots L_r = 70 \text{ cm}$$

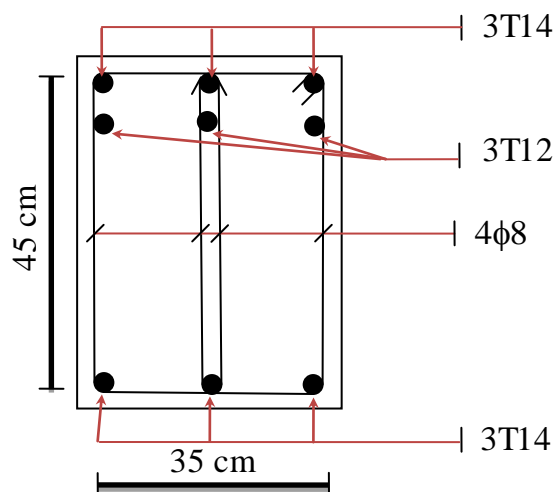


Figure VI.1) Schéma de ferrailage de la poutre principale en appui

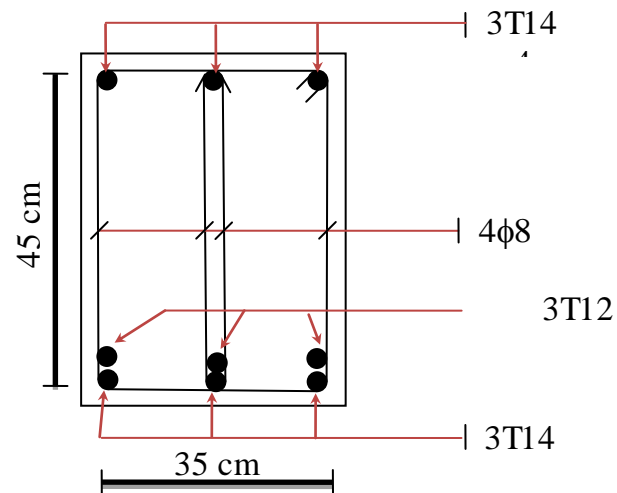


Figure VI.2) Schéma de ferrailage de la poutre principale en travée

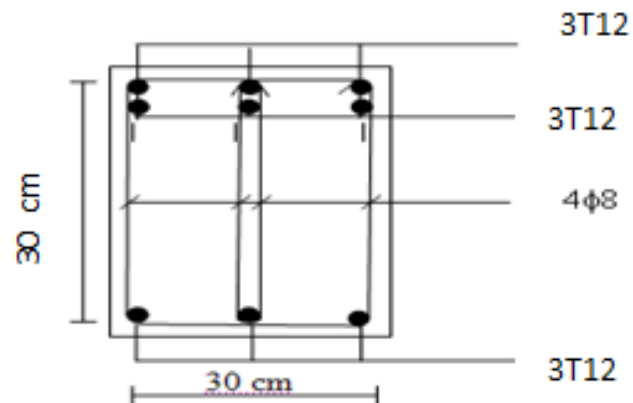


Figure VI.3) Schéma de ferrailage de la poutre secondaire en appui

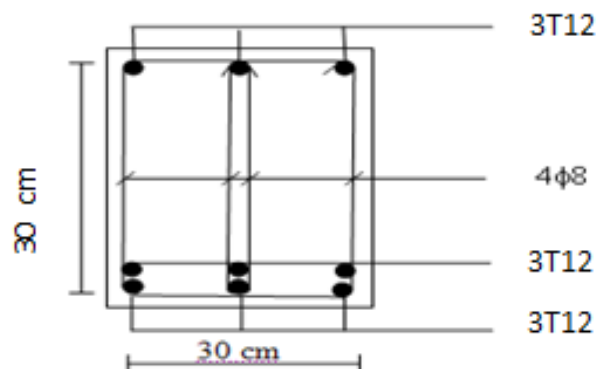


Figure VI.4) Schéma de ferrailage de la poutre secondaire en travée

VI.3 Ferrailage des poteaux:

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort (N) et à deux moments fléchissant (M_{x-x} , M_{y-y}).

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	f_c (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes :

▪ Selon BAEL 91 :

$$-E.L.U. : \quad \text{Situation durable} : 1,35 G + 1,5 Q \dots\dots\dots (1)$$

▪ Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle

$$G + P \pm 1,2 E \dots\dots\dots(2)$$

$$0.8G+E\dots\dots\dots(3)$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'effort internes à savoir :

$$1^{ere}) N^{max}, M^{cor}$$

$$2^{eme}) M^{max}, N^{cor}$$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

A) Les armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- leur pourcentage minimal sera de :

0,8% en zone IIa

- Leur pourcentage maximal sera de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

- Le diamètre minimum est de :

12 mm

- La longueur minimale des recouvrements est de:

40 ϕ en zone IIa

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :

25 cm en zone IIa

B) Les Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par la formule;

Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- Dans la zone nodale :

$$t \leq \text{Min} (10\varnothing_1, 15\text{cm}) \quad \text{En zone IIa}$$

- Dans la zone courante :

$$t' \leq \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \varnothing_1) \text{ en zone III}$$

Où \varnothing_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- La quantité d'armatures transversales minimale $A_t/t.b_1$ en % est donnée comme suit:

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 : \quad 0,3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \leq 3 : \quad 0.8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 : \quad \text{avec interpolation entre les valeurs limites précédentes.}$$

λ_g : élanement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau.

Les efforts (M, N) obtenus avec le logiciel **ROBOT**.

VI.3.1 Exemple de calcul

Poteaux RDC (40x55cm) :

A- Ferrailage longitudinal :

➤ **Cas 1 : [N^{max} → M^{corr}]**

$$N^{\max} = 1584,74 \text{ kN} \rightarrow M^{\text{corr}} = 12,58 \text{ kN.m}$$

$$h = 55 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; C = C' = 3 \text{ cm} ;$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{12,58}{1584,74} = 0,0079 \text{ m}$$

$e_0 < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4,58 \Rightarrow$ Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité de forme (E.L.U.S.F)

$$A'_1 = \frac{N - B \cdot \sigma_{bc}}{\sigma_s} = \frac{1584,74 \cdot 10^3 - (550 \cdot 400) \cdot 14,17}{348} = -44,04 \text{ cm}^2$$

$$A'_1 < 0 \Rightarrow A'_1 = 0$$

✓ **E.L.U.S.F**

$$L_f = 0,7h_e = 0,7 \cdot 3,6 = 2,52 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \text{ avec } i = \frac{h}{\sqrt{12}} = 0,158 \Rightarrow \lambda = \frac{2,52}{0,15} = 15,87$$

$$\lambda = 15,87 < 50 \text{ Donc } \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$$

✓ **Selon BAEL 91**

$$A'_2 > \gamma_s / f_e \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2) \cdot (a - 2)$$

$$A'_2 > \frac{1,15}{400} \left(\frac{1584,74 \cdot 10^3}{0,81} - \frac{(530 \cdot 380) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) = -51,42 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A'_2 = 0$$

$$A_1 = \max(A'_1; A'_2) = 0$$

➤ **Cas 2 : [M^{max} → N^{corr}]**

$$M^{\max} = 84,21 \text{ kN.m} \rightarrow N^{\text{cor}} = 596,32 \text{ kN}$$

$$h = 55 \text{ cm} ; b = 40 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa} ; C = C' = 3 \text{ cm} ;$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{84,21}{596,32} = 0,141$$

$$e_0 < \frac{h}{12} = \frac{55}{12} = 4,58 \Rightarrow \text{C.V}$$

Compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple, donc le calcul se fait à l'état limite ultime de stabilité et forme (E.L.U.S.F)

- **Selon BAEL 91**

$$A_2 > \frac{\sigma_s}{f_e} \left(\frac{N}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9\gamma_b} \right)$$

$$B_r = (b - 2) \cdot (a - 2)$$

$$A_2 > \frac{1,15}{400} \left(\frac{596,32 \cdot 10^3}{0,81} - \frac{(380,530) \cdot 25}{0,9 \cdot 1,5} \right) = -86,22 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimal**

- **Selon BAEL 91**

$$A_{min1} = \max[0,2\%B; 8\%(b + h)] = 7,6 \text{ cm}^2$$

- **Selon RPA 91**

$$A_{min2} = 0,8\%B = 17,6 \text{ cm}^2$$

- **Armatures maximal**

- **Selon BAEL 91**

$$A_{max} = 5\% B = 110 \text{ cm}^2$$

- **Selon RPA 91**

$$A_{max} = 4\%B = 88 \text{ en zone courant}$$

$$A_{max} = 6\%B = 132 \text{ en zone de recouvrement}$$

Ferraillage adopté:

$$A_{adoptif} = \max[A_1; A_2; A_{min1}; A_{min2}] = 17,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A = 2T20 + 6T16 = 18,34 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

$$T_u = 132 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu} = \frac{132 \cdot 10^3}{550 \cdot 495} = 0,48 \leq \bar{\tau}_{bu} = 2,5$$

B. Calcul des armatures transversales :

Selon RPA99/version 2003 les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{At}{t} = \rho_a V_u / h_l f_e$$

- Calcul des espacements :**

$$\begin{cases} S_t \leq \min(10\phi_L, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.} \\ S'_t \leq 10\phi_L \text{ en zone courante.} \end{cases}$$

Avec : ϕ_L Diamètre minimale des armatures longitudinales du poteau.

Donc on prend : $S_t = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone nodale}$

$S'_t = 16 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone courante}$

φ_a : Est en fonction de λ :

$$\lambda = 15,81 \leq 35 \Rightarrow \varphi_a = 2,5$$

$$T_{\max} = 132 \text{ KN.}$$

$$f_e = 235 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc : } A_t = \frac{2,5 \times 15 \times 132 \times 10^3}{55 \times 235 \times 100} = 3,82 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,3\% \cdot b \cdot \delta'_t = 0,3 \times 10^{-2} \times 55 \times 16 = 2,64 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 5\phi_{10} = 3,93 \text{ cm}^2$

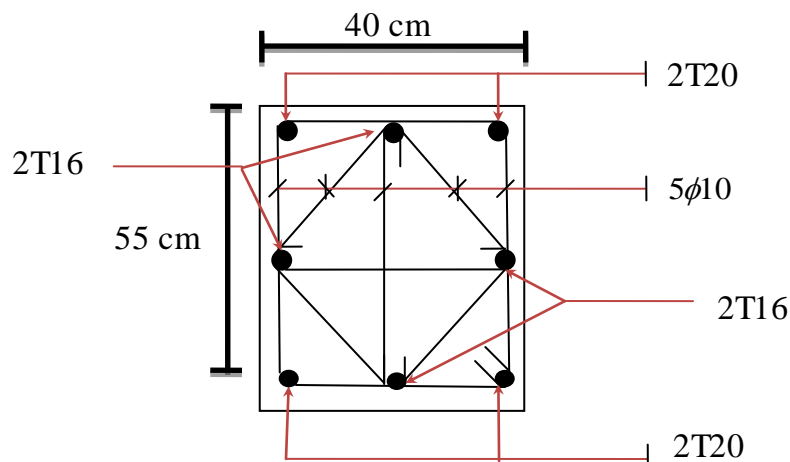


Figure VI.5) Section de ferrailage des poteaux RDC, 1^{ème}, 2^{ème} et 3^{ème} étages

C. Longueur de recouvrement :

Selon le R.P.A 99:

$$L_r = 40\phi \text{ En zone IIa}$$

$$L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

A. Détermination de la zone nodale :

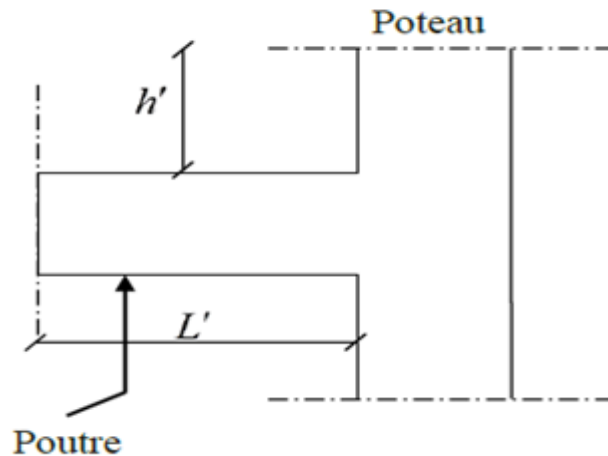


Figure VI.6) Schéma de la zone nodale

$$\begin{cases} L' = 2 \cdot h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b ; h_i ; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

$$\text{Donc } \begin{cases} L' = 2 \times 45 = 90 \text{ cm} \\ h' = \max\left(\frac{360}{6} ; 40 ; 55 ; 60\right) \text{ cm} = 60 \text{ cm}. \end{cases}$$

Tableau VI-1)Récapitulation du ferrailage des poteaux

Section du poteau	40*55	40*50	40*45
Ferrailage adopté	5 ϕ 10	4 ϕ 10	4 ϕ 10
A _{TRANS} (cm ²)	3.93	3.14	3.14
Ferrailage adopté	4T20 + 4T16	8T16	6T16 + 2T14
A _{LONG} (cm ²)	20,61	16,08	15.14

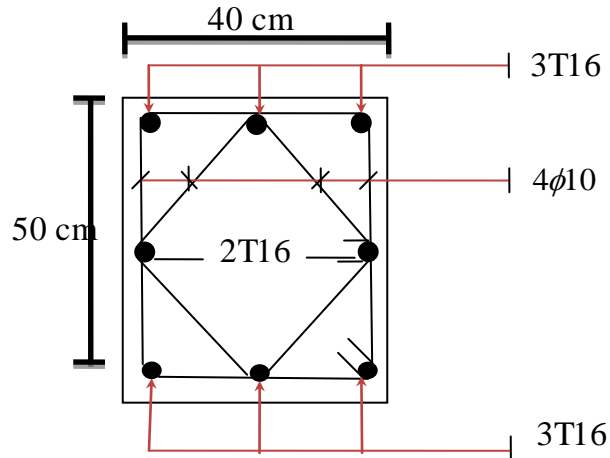


Figure VI.7) Section de ferrailage des poteaux 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étages

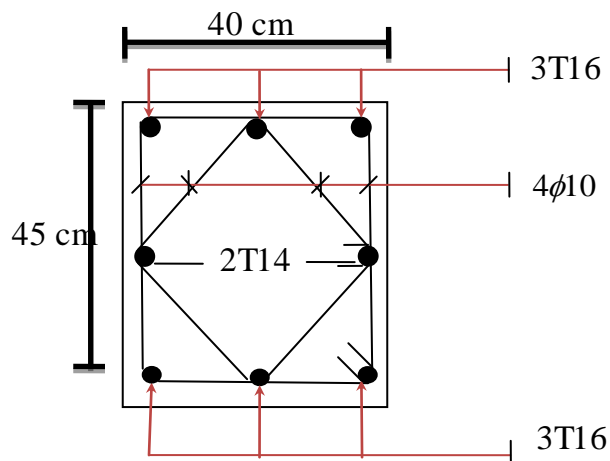


Figure VI.8) Section de ferrailage des poteaux 7^{ème}, 8^{ème} et 9^{ème} étages

VI.4 Étude des voiles:

Les voiles sont des éléments destinés à résister aux efforts horizontaux tels que le vent et le séisme, et aussi à équilibrer la structure vis à vis de la rotation autour de l'axe vertical passant par le centre de torsion.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes, d'exploitations et la charge sismique.

VI.4.1 Combinaison et prescriptions composées par le RPA 99 /03 :

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99 version 2003) les combinaisons à considérer dans notre cas (voiles) sont les suivantes :

✓ $G + P \pm 1,2E$

✓ $0.8G \pm E$

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il puisse reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99 /03** et décrites ci-dessous :

a) L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20%, de section horizontale du béton tendu.

b) Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

c) A chaque extrémité de voile, l'espacement des barres doit être réduit du dixième de la longueur de voile ($L/10$), cet espacement doit être inférieur ou égal à 15 cm ($s_t \leq 15\text{cm}$).

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

2. Aciers horizontaux

Comme dans le cas des aciers verticaux, les aciers horizontaux doivent respecter certaines prescriptions présentées ci-après :

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur doivent être disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi du coffrage et doivent être munie de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .

3. Règles générales

Les armateurs transversaux doivent respectes la disposition suivent :

a) L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite valeur de deux valeurs suivantes.

$$S \leq 1.5.e$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

e : épaisseur du voile

b) Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.

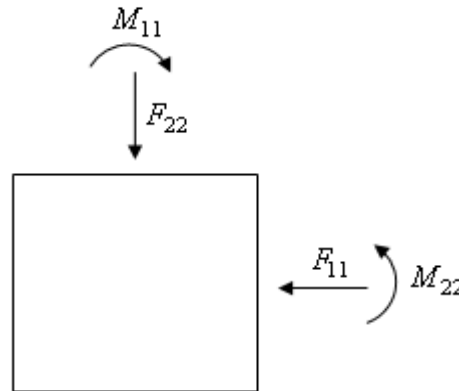
c) Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zone d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

d) Les longueur de recouvrement doivent être égales à :

✓ **40Φ** pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts sont possibles.

✓ **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons des charges possibles.

VI.4.2 Les sollicitations

➤ **Verticalement :**

$$F_{22\max} = N = 1655 \text{ KN}$$

$$M_{11\max} = M = 2,75 \text{ KN.m}$$

➤ **Horizontalement :**

$$F_{22\max} = N = 344 \text{ KN}$$

$$M_{11\max} = M = 14,09 \text{ KN.m}$$

VI.4.3 Etapes de calcul

Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions.

A) Ferrailage de sens vertical

$$1\text{- l'excentricité accidentelle : } e_a = \max \left\{ \frac{2 \text{ cm}}{\frac{L}{250} \text{ cm}} \Rightarrow \left\{ \frac{2 \text{ cm}}{\frac{315}{250} \text{ cm}} \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm} \right. \right.$$

$$2\text{- calcul } e_1 = \frac{M}{N} + e_a \Rightarrow e_1 = \frac{2,75}{1655} + 2 = 0,021 \text{ m}$$

$$3\text{-longueur de flambement : } l_f = 0,7h \Rightarrow l_f = 0,7 \times 3,6 = 2,52 \text{ m}$$

$$4\text{-l'élancement : } \lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a} \Rightarrow \lambda = \frac{2,52 \times \sqrt{12}}{0,20} \Rightarrow \lambda = 43,64 \Rightarrow \text{on doit vérifier que}$$

$$\lambda \leq \max \left\{ \frac{15}{\frac{20 \times e_1}{a}} \Rightarrow \lambda \leq \max \left\{ \frac{15}{2,1} \Rightarrow \text{Le calcul sera même en flexion composé (F.C) en} \right. \right.$$

prenant compte de l'excentricité « e_2 »

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + 0,8 e_a) \Rightarrow e_2 = \frac{3 \times 2,52^2}{10^4 \times 3,6} \times (2 + 0,8 \times 2) \Rightarrow e_2 = 0,0010$$

$$\Rightarrow e_0 = e_1 + e_2 \Rightarrow e_0 = 0,021 + 0,0010 \Rightarrow e_0 = 0,022 \text{ m}$$

- Calcul de sollicitations :

$$M_u = N_u \times e_0 \Rightarrow M_u = 37,61 \text{ KN.m}$$

- Calcul de M_{u_a}

$$e_{0_a} = e_0 + \left(d - \frac{a}{2}\right) \Rightarrow e_{0_a} = 0,022 + \left(0,18 - \frac{0,2}{2}\right) \Rightarrow e_{0_a} = 0,1022 \text{ m}$$

$$M_{u_a} = N_u \times e_{0_a} \Rightarrow M_{u_a} = 1655 \times 0,1022 \Rightarrow M_{u_a} = 170,01 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{h}{d} \left(1 - 0,4 \frac{h}{d}\right) \quad \text{Avec : } h = a; d = 0,9 \times h$$

$$\mu_{bc} = 0,8 \frac{0,2}{0,18} \left(1 - 0,4 \frac{0,2}{0,18}\right) \Rightarrow \mu_{bc} = 0,49$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{u_a}}{bd^2 f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{170,15 \times 10^{-3}}{1,00 \times 0,18^2 \times 14,17} = 0,37$$

$$\mu_{bc} \geq \mu_{bu} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

- Calcul en flexion simple (F.S)

$$\delta = \frac{M_u}{M_{ser}} \Rightarrow \delta = \frac{37,61}{0,88} = 42,74$$

$$\mu_{lu} = (3440 \times \delta + 49 \times f_{c28} - 3050) \times 10^{-4} \Rightarrow \mu_{lu} = 14,52$$

$$\mu_{bu} = 0,37 < \mu_{lu} = 14,52 \Rightarrow (A' = 0 \text{ pas d'aciers comprimés})$$

$$A_{FS} = \frac{M_{ua}}{Z \sigma_s} ; \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} \text{ (cas accidentele)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,37}) = 0,61$$

$$Z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,61) = 0,13$$

$$A_{FS} = \frac{M_{ua}}{Z \sigma_s} \Rightarrow A_{FS} = \left(\frac{170,01 \times 10}{0,13 \times 400 \times 1ml}\right) \Leftrightarrow A = 31,29 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_{FC} = 31,29 - \left(\frac{1655 \times 10}{400}\right)$$

$$\Rightarrow A_{FC} = -10,08 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{FC} = 0$$

- Sections minimales selon RPA:

$$A_{min} \geq 0,0015 \cdot b \times h$$

$$A_{min} = 0,0015 \times S \quad \text{Avec } S = a \times e \quad \text{surface brute}$$

$$A_{min} = 0,0015 \times 20 \times 100 \Rightarrow A_{min} = 3 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures :

$$A = 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

L'espacement : selon **BAEL99** et **RPA2003**

$$\text{Dans la zone courante : } S_t \leq \min[1,50 a; 30 \text{ cm}] = 30 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Dans la zone nodale : } S_t \leq \frac{a}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{20}{2} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$$

B) Ferrailage de sens horizontalement

Tableau VI-2) Tableau récapitulatif du Ferrailage des voiles de sens horizontalement

M KN.m	N KN	A_{FS} cm^2	A_{FC} cm^2	A_{min} cm^2	CHOIX	A_s^{adop} cm^2	S_{tZC} cm	S_{tZN} cm
14,09	344	7,19	-1,40	3	4T10	3.14	15	10

VI.5 Ferrailage du linteau :

A) Aciers longitudinaux A_L :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d}$$

$$si \begin{cases} \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \xrightarrow{\text{flexion simple}} A_L = \frac{M}{z \times f_e} \quad \text{avec } z = (h - 2d) \\ \tau_b > 0,06 f_{c28} \rightarrow A_L = A_{Lmin} = 0,15\% (b_0 \times h) \end{cases}$$

Avec :

M : Moment dû à l'effort tranchant

b_0 : L'épaisseur du voile.

h : Hauteur totale du linteau.

d : Hauteur utile = $0,9 h$.

d' : Distance d'enrobage.

$$h = 66 \text{ cm}; d = 0,9h = 59,4 \text{ cm}; b_0 = 20 \text{ cm}$$

Pour $T = 6,67 \text{ KN}$; $M = 5,94 \text{ KN.m}$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \times d} = \frac{6,67 \times 10^3}{20 \times 59,4 \times 10^2} = 0,05 \text{ MPa} < 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

Donc:

$$A_L = \frac{M}{(h - 2d) \times f_e} = \frac{5,94 \times 10^6}{(660 - 2 \times 30) \times 400} = 0,24 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_L = 0$$

$$A_{L_{\min}} = 0,15\% (b_0 \times h) = 1,98 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 6T12} \Rightarrow A_L = 6,79 \text{ cm}^2$$

B) Aciers transversaux A_t :

$$\lambda_g = \frac{l}{h} = \frac{3,4}{0,66} = 5,15 > 1$$

$$\Rightarrow S \geq \frac{A_t \times f_e \times z}{T} \Rightarrow A_t \geq \frac{S \times T}{f_e \times z}$$

$$A_t \geq \frac{150 \times 66700}{400 \times (600)} = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0 \text{ cm}^2$$

$$A_{L_{\min}} = 0,15\% (b \times S) = 0,45 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : 6T12} \Rightarrow A_t = 4,71 \text{ cm}^2$$

- **Vérification des contraintes tangentielle**

$$\tau_b = 0,05 \leq 0,2 f_{c28} = 5 \Rightarrow \text{Condition vérifié}$$

Conclusion

Le ferrailage retenu des éléments porteur

Pour les poteaux et les poutres le ferrailage adopté est celui de la section minimale du RPA.

Pour les voiles le ferrailage adopté est celui de la section minimale du RPA avec une augmentation pour coter constructive.

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise au quelles sont transmise toutes les charges et surcharges supportées par l'ouvrage. Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

VII.2. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- a. Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).
- b. Lorsque les couches de terrain capable de supportée l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

Donc le choix de type de fondation dépend de plusieurs critères suivants :

- ✓ Les charges et surcharges transmises par la structure.
- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ La distance entre les axes des poteaux.

➤ Le rapport géotechnique montre que la contrainte admissible du sol $\bar{\sigma}_{sol} = 1,5$ bars

-Les résultats des efforts pour le calcul sont obtenus par le fichier de **ROBOT**

VII.3 Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal prévenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

S : Surface de la fondation.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

Les résultats des efforts normaux appliqués aux fondations sont récapitulés dans le tableau suivant :

VII.3.1 Semelles isolées :

Tableau VII-1) Effort normal appliqué sur les fondations

N° Poteaux	N _Z (superstructure)(kN)	N° Poteaux	N _Z (superstructure)(kN)
65	317,04	87	531,83
66	437,61	88	420,51
67	558,6	89	402,62
68	552,89	91	489,54
69	593,7	92	472,05
70	640,04	93	617,95
71	582,46	94	485,65
72	598,87	95	266,49
74	433,9	96	395,7
75	531,83	97	423,85
76	420,51	98	440,93
77	402,62	99	311,66
78	489,54	100	329,25
79	472,05	101	492
81	617,95	102	416,02
82	485,65	103	400,28
83	266,49	104	335,93
84	395,7	105	472,25
85	423,85	106	569,99
86	440,93	108	528,29

➤ Vérification de l'interférence entre deux semelles

Il faut vérifier que : $L_{\min} \geq 1,5 \times B$

Tel que : L_{min} est l'entre axe minimum entre deux poteaux (L_{min}=3 m)

B : Largeur maximum de la semelle

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{704.13}{150}} = 2,16m \text{ (B=2,2 m)}.$$

On a $1.5b = 3.24 \text{ m} > L_{\min} = 3,00 \text{ m}$ non vérifie

D'après ces résultats, on remarque qu'il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VII.3.2 Semelles filantes :

Le recours à des semelles filantes se fait quand les poteaux et par conséquent les semelles dans une direction donnée sont proches les uns des autres de façon que la somme des contraintes des deux semelles au niveau du point d'interface dépasse la contrainte du sol.

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

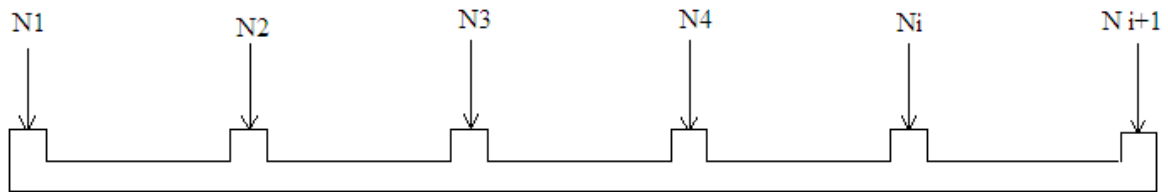


Figure VII -1) Semelle filante

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que: $\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Tel que:

$N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux.

$S = B \times L$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur du fil considéré.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

➤ **Vérification :**

Il faut vérifier que : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50 \%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{126,17}{347,78} = 36,28 < 50\% \text{ CV}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit:

Tableau VII-2) Sections des semelles filantes

Files	N(kN)	S(m2)	L(m)	B(m)	B adopté (m)
Snes longitudinale					
1	1313,25	8,755	9,85	0,88883249	0,9
2	1786,63	11,9108667	9,85	1,20922504	1,2
3	1895,66	12,6377333	9,85	1,28301861	1,3
Sens transversale					
4	1148,44	7,65626667	9,45	0,81018695	0,85
5	1403,63	9,35753333	9,45	0,99021517	1
6	1814,08	12,0938667	9,45	1,27977425	1,3
7	2061,6	13,744	12,75	1,07796078	1,1
8	1757,75	11,7183333	15,75	0,74402116	0,75
9	1720,9	11,4726667	12,75	0,89981699	0,9
10	1431,43	9,54286667	9,45	1,00982716	1
11	1427,93	9,51953333	9,45	1,00735802	1
12	1165,53	7,7702	9,45	0,82224339	0,85

Le tableau ci-dessous résume les réactions au niveau des semelles filantes :

Tableau VII-3) Les sollicitations des semelles filantes

N kN)	Axe 1	317,04	437.61	558.6		
	Axe 2	552,89	593.7	640.04		
	Axe 3	582,46	598.87	714.33		
	Axe 4	266.49	400.28	481.67		
	Axe 5	485.65	416.02	501.96		
	Axe 6	617.95	492	704.13		
	Axe 7	472.05	329.25	453.63	487.6	319.07
	Axe 8	88.35	489.54	271.22	403.94	504.7
	Axe 9	402.62	311.66	528.29	478.33	
	Axe 10	420.51	440.93	569.33		
	Axe 11	531.83	423.85	472.25		
	Axe 12	433.9	395.7	335.93		

VII.4 Exemple de calcul :**A. Semelle intermédiaire**

Pré dimensionnement : semelles filantes sous l'axe 7 :

$$\sum_{i=1}^n N_i = 2061,6 \text{ KN} \quad a = 0,40 \text{ m} ; b = 0,55 \text{ m} ; L_{\max} = 4,25 \text{ m.}$$

$$D \geq \frac{L_{\max}}{3} \Rightarrow D = 1,45 \text{ m.} \quad D : \text{ le débord.} \quad L = 2D + a + L_{\max} = 7,55 \text{ m.}$$

Selon B.A.E.L91 :

$$\Rightarrow B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} L} \quad \Rightarrow B \geq \frac{2061,6 \times 10^3}{7,55 \times 100 \times 1,3 \times 1,5 \times 10} \Rightarrow B \geq 140,03 \text{ cm.}$$

On prend $B = 2 \text{ m}$.

Pour que la semelle soit assez rigide il faut que :

$$\frac{L_{\max}}{9} \leq h_0 \leq \frac{L_{\max}}{6}.$$

$$0,47 \text{ m} \leq h_0 \leq 0,70 \text{ m} \Rightarrow h_0 = 0,70 \text{ m.}$$

$$h = h_0 + a = 70 + 40 = 110 \text{ cm.}$$

Calcul de La longueur élastique :

La longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K.B}}$$

Avec :

$$I : \text{Inertie de la semelle} : I = Bh^3/12 = 0,222 \text{ m}^4.$$

$$E = 3 \times 10^4 \text{ Mpa.}$$

$$K : \text{coefficient de la raideur de sol } k = 20 \text{ MN/m}^3.$$

$$L_e = 5,07 \text{ m.}$$

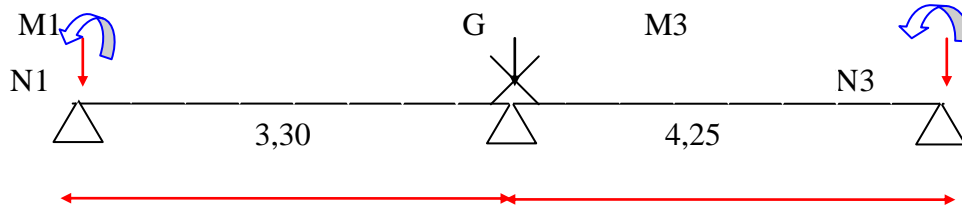
$$L = 7,55 \text{ m} < \frac{\pi}{2} \cdot L_e = 7,97 \text{ m.} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la semelle est calculée comme une poutre infiniment rigide.

Calcul du Poids propre de la semelle:

$$P_S = (h_0 \times B + a \times b) \times 25 \times L_{\text{tot}} = (0,7 \times 2 + 0,40 \times 0,55) \times 25 \times 7,55 P_S = 305,77 \text{ KN.}$$

$$Pr = 4,25 \text{ KN.} \quad N_T = \sum_{i=1}^n N_i + p_s + pr = 2371,62 \text{ KN.}$$



$$\sum M/G = M_1 + N_1 \cdot L_1 + M_3 - N_3 \cdot L_2 = 211,97 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{M_T}{N_T} = \frac{211,97}{2371,62} = 0,09 \text{ m} < \frac{L}{6} = 1,26 \text{ m.}$$

$$e_0 < \frac{L}{6} : \text{Répartition trapézoïde des contraintes.}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N_T}{L.B} \left(1 + \frac{6.e_0}{L}\right) = 1,46 \text{ bars} < 1,5 \text{ bars} \rightarrow C.V$$

Calcul des Sollicitations à L'E.L.U:

$$N_T = \sum_{i=1}^n N_i + 1,35 p_s + 1,35 pr = 3204,13 \text{ KN.}$$

$$\sum M/G = M_1 + N_1 \cdot L_1 + M_3 - N_3 \cdot L_2$$

$$= 2,57 + 658,55 \times 3,30 + 0,60 - (4,25 \times 444,67) = 286,71 \text{ KN.m.}$$

$$e_0 = \frac{\sum M/G}{N_T} = 0,09 \text{ m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_T}{L.B} \left(1 + \frac{3.e_0}{L}\right) = 219,79 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N_T}{L.B} \left(1 - \frac{3.e_0}{L}\right) = 204,65 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 215,9 \text{ KN/m}^2.$$

Charge linéaire :

$$q = \sigma_{moy} x B = 431,8 \text{ KN / ml.}$$

$$M_t = \frac{-q \cdot x^2}{2} + R_1 \cdot (x - 1,6) = -192,35 \text{ KN.}$$

$$M_a = \frac{q \cdot (1,6)^2}{2} = 552,70 \text{ KN.}$$

$$T_{\max} = R_1 = R_2 = \frac{q \cdot L}{2} = 1248,73 \text{ KN.}$$

Calcul du ferrailage:

En travée:

Tableau VII-4) Ferrailage en travée

$M_T \text{ (KN.m)}$	μ	α	Z	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	choix	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	esp(cm)
192.35	0,005	0,007	1.09	5.03	23.90	12T16	24,13	15

En appui :

Tableau VII-5) Ferrailage en appui

$M_a \text{ (KN.m)}$	μ	α	Z	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	choix	$A_s \text{ (cm}^2\text{)}$	esp(cm)
552,70	0,016	0,020	1.09	14.55	23.90	12T16	24.13	15

Suivant la largeur : On doit calculer le ferrailage suivant la largeur comme une semelle isolée sous poteau. Et en fait le calcul pour une bande de 1 m.

$$\text{Donc : } A = \frac{N (A - a)}{8 \times h \times \sigma_{bc}} = 3,88 \text{ cm}^2.$$

Avec : a : largeur du poteau.

$$\text{Donc : } A_{\text{adptif}} = \max (A_{\min} ; A_{\text{cal}}) = 23,90 \text{ cm}^2.$$

Le choix est: 5T16 ($A_t = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$).....esp = 20cm.

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d} = 0,06 \text{ MPa. } \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}.$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,2 \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Condition vérifiée}$$

-Donc les armatures calculées conviennent.

B. Semelle de rive :

Pré dimensionnement : semelles filantes sous l'axe 4 :

$$\sum_{i=1}^n N_i = 1148,44 \text{ KN} \quad a = 0,40 \text{ m} ; b = 0,55 \text{ m} ; L_{\max} = 4,8 \text{ m.}$$

$$D \geq \frac{L_{\max}}{3} \Rightarrow D = 1,45 \text{ m.} \quad D : \text{le débord.} \quad L = 2D + a + L_{\max} = 8,1 \text{ m.}$$

Selon B.A.E.L91 :

$$\Rightarrow B \geq \frac{\sum N_i}{\sigma_{sol} L} \quad \Rightarrow B \geq \frac{1148,44 \times 10^3}{8,1 \times 100 \times 1,3 \times 1,5 \times 10} \Rightarrow B \geq 72,70 \text{ cm.}$$

On prend $B = 1,7 \text{ m.}$

Remarque : Après les calculs on opte pour la semelle de rive le même ferrailage de la semelle intermédiaire

VII.5 Calcul de la poutre de libage (nervure) :

Les sollicitations à prendre en considération sont :

- **En travées :**

$$M_{tu} = 192,35 \text{ KN.m} \quad M_{sert} = 328,83 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_{au} = 552,70 \text{ KN.m} \quad M_{sera} = 387,77 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferrailage de la poutre :**

- **En travées :**

$$M_{tu} = 192,35 \text{ KN.m} \quad ; \quad h = 1,1 \text{ m} \quad ; \quad b = 0,55 \text{ m}$$

$$d = 0,9.h \Rightarrow d = 0,99 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{M_{tu}}{b.d^2.f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{192,35 \times 10^{-3}}{0,55 \times (0,99)^2 \times 14,17}$$

$$\Rightarrow \mu = 0,025 < \mu_{\lim} = 0,392 \quad (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,031$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta.d = 0,97$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 5,66 \text{ cm}^2$$

• En appuis :

$$M_{au} = 552,70 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0,072 < \mu_{\text{lim}} = 0,392 \quad (A'_s = 0)$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,09$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta.d = 0,95$$

$$A_s = \frac{M_{au}}{\beta.d.\sigma_s} \Rightarrow A_s = 16,66 \text{ cm}^2$$

➤ La section minimale :

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 6,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} > A_{\min} \text{ Donc on prend } A_a = A_{\min} = 16,66 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} < A_{\min} \text{ Donc on prend } A_t = A_{st} = 6,57 \text{ cm}^2$$

➤ Choix d'armatures :

○ En travées : **6T14** $\Rightarrow A_t = 9,24$

○ En appuis : **6T20** $\Rightarrow A_a = 18,85$

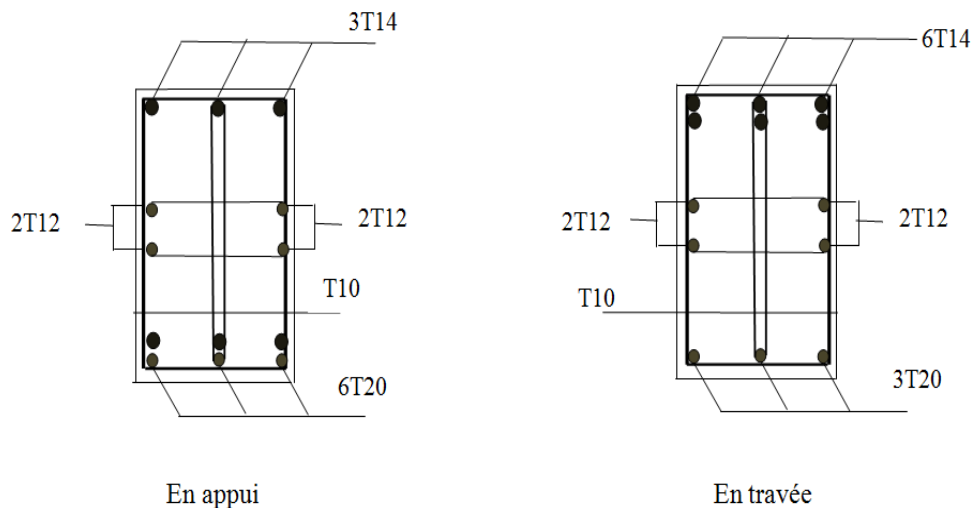


Figure VII-2) Ferrailage de libage de la semelle

REMARQUE : dans le cas où la hauteur de la poutre $h_a \geq 2(80 - 0,1 \times f_e)$ il faut ajouter les armatures de **peau** parallèle à l'axe neutre.

$$\Rightarrow 110 \geq 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

On adopte les armatures de peau et on opte pour une section de 4T12

VII.6 Etude de longrine :

Les semelles doivent être liées entre elles pour faire un ensemble rigide capable de résister aux efforts horizontaux. Ces jonctions sont appelées **longrines**.

VII.6.1 Prédimensionnement :

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont sites s3 : (25x30)

Calcul de longrine :

Les longrines résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = (N/\alpha) > 20 \text{ KN. Avec :}$$

N : la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée, donne par le tableau 10.1 de RPA99.

$$\text{On a : } N = 1697 \text{ KN} \quad \alpha = 12$$

$$F = \frac{2061.6}{12} = 171,18 \text{ KN}$$

VII.6.2 Calcul de Ferrailage :

Étant donné que la fissuration est préjudiciable, le calcul est mené donc à l'E.L.S :

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{171,18 \times 10^3 \times 10^{-2}}{348} = 4,91 \text{ cm}^2$$

Pourcentage minimal :

$$A_{\min} = \frac{b.h.f_{t28}}{f_e} = \frac{25 \times 30 \times 2,1}{400} = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 6 \% b.h = 6 \% \times 25 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = \max (A_{\min}, A_{RPA}; A_{\text{cal}}) = 4,90 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Choix } \text{---} 6\text{T12} \text{---} 6,79 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$e < \min (20 \text{ cm} ; 15\phi_t = 21 \text{ cm}) \quad \text{soit } \phi 6 \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

Conclusion

Après vérifications des efforts transmis du bâtiment au sol et sa capacité portante et afin d'assurer la stabilité de ce dernier les fondations de notre structure sont de types semelles filante.

Conclusion générale

Ce projet est une étude d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple qui est constituée d'un rez de chaussée avec 9 étages contreventé par un système mixte, voiles et portiques en béton armé implanté à la wilaya d'Oran.

La structure a été étudiée en tenant compte des principaux critères à savoir, la résistance, la sécurité et l'économie.

➤ La résistance:

Vu les résultats de calcul obtenus, notre structure a vérifié toutes les conditions de résistance, et elle est considérée comme une structure stable et rigide.

➤ La sécurité:

Toutes les vérifications relatives exigées par les différentes règles de construction (BAEL 91- RPA 99 modifié 2003) ont été satisfaisantes.

➤ L'économie:

L'économie étant un facteur déterminant et ceci a été traduite dans notre projet par le choix optimum des sections des éléments porteurs et des sections des aciers en tenant compte de la meilleure disposition des voiles.

Cette étude nous a permis d'exploiter tout ce qu'on a étudié durant les années de spécialité en Génie Civil. De plus elle nous a permis maîtriser l'utilisation du logiciel ROBOT qui est très pratique pour les bâtiments.

-Finalement on espère que ce projet sera une base et un point de départ pour notre vie professionnelle et qu'il soit bénéfique pour les promotions à venir.

Bibliographie

Règlement

- ✓ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003
- ✓ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93
- ✓ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91
- ✓ Charges permanentes et charges d'exploitation D.T.R B.C 22

Les mémoires de fin études

- ✓ Etude d'une tour R+12 avec sous-sol en béton armé à SAIDA, Bouguenina otbi et Messaoudi mohamed, université SAIDA 2009.
- ✓ Etude d'un bâtiment (sous-sol, RDC + 9 étages) de forme irrégulière à usage multiple, Chikh hanane, université TLEMCEN2012.
- ✓ Etude d'un bâtiment (R+12) avec sous sol à usage d'habitation selon RPA99/V2003, ECOLE NATIONALE DES TRAVAUX PUBLICS 2006

Cours

- ✓ Béton armé.....CCI

Logiciels :

- ✓ Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014
- ✓ AutoCAD 2013